Društvo građevinskih konstruktera Srbije – 17. Kongres

ДГКС Друштво грађевинских конструктера Србије ASES Association of Structural Engineers of Serbia

Zbornik radova
Proceedings

Association of Structural Engineers of Serbia – 17th Congress

23 – 25. 9. 2026.
Zlatibor, Srbija

U saradnji sa

In cooperation with

Pokrovitelji

Supported by

Република Србија
МИНИСТАРСТВО НАУКЕ, ТЕХНОЛОШКОГ РАЗВОЈА И ИНОВАЦИЈА

Platinasti sponzori

Platinum sponsors

ŠIRBEGOVIĆ INŽENJERING d.o.o. za inženjering, projektovanje i izvođenje građevinskih radova

PENETRON TOTAL CONCRETE PROTECTION

PUT INŽENJERING

中国电建 POWERCHINA

UTIBER

OVDE SADA GENERALI 20 GODINA U SRBIJI

PENTA GE.CO. CONSTRUCTION

Zlatni sponzori

Gold sponsors

ProClub

FOCUS COMPUTERS

REGUPOL

STRABAG WORK ON PROGRESS

PERI

fischer

NESHVYL

delta inženjering

RB CHINA ROAD & BRIDGE CORPORATION

WJE ENGINEERS ARCHITECTS MATERIALS SCIENTISTS Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.

Zbornik radova sa 17. kongresa Društva građevinskih konstruktera Srbije (DGKS). Međunarodni kongres, 23-25.09.2026, Zlatibor

Proceedings of the 17th Congress of the Association of Structural Engineers of Serbia (ASES). International Congress, 23-25.09.2026, Zlatibor

Radovi na srpskom i engleskom jeziku

ISBN 978-86-7518-259-7 (GF)

Izdavač:	**Univerzitet u Beogradu - Građevinski fakultet**, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I
Suizdavač:	**Društvo građevinskih konstruktera Srbije**, Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73
Urednici:	v. prof. dr Ivan Ignjatović v. prof. dr Miroslav Marjanović v. prof. dr Marija Todorović
Recenzenti:	Naučni odbor kongresa DGKS 2026
Tehnička priprema:	doc. dr Isidora Jakovljević Nađa Simović Maja Ranisavljević
Grafički dizajn:	Anđela Knežević
Dizajn korica:	Anđela Knežević

Zbornik radova izlazi u elektronskom obliku

Beograd, septembar 2026.

POVODOM TRIDESETOGODIŠNJICE POSTOJANJA
A ZA NAROČITE ZASLUGE I USPEHE POSTIGNUTE
U RAZVIJANJU I UNAPREĐENJU GRAĐEVINSKOG
KONSTRUKTERSTVA I DOPRINOS UZDIZANJU
STRUČNIH KADROVA

ukazom broj 38 od 29. aprila 1983. godine

PREDSEDNIŠTVO SFRJ

ODLIKOVALO JE

SAVEZ DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH
KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ORDENOM RADA SA SREBRNIM VENCEM

Organizacioni odbor 17. Kongresa 2026:

v. prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ, predsednik
Lazar MARKOVIĆ, potpredsednik
prof. dr Jelena DOBRIĆ, sekretar
v. prof. dr Vladimir VUKOBRATOVIĆ, generalni sekretar

Dimitrije ALEKSIĆ, član Predsedništva
Milan GRČIĆ, član Predsedništva
Vojin ZAJIĆ, član Predsedništva
doc. dr Isidora JAKOVLJEVIĆ
doc. dr Đorđe JOVANOVIĆ
Dragan JOCIĆ, član Predsedništva
doc. dr Sanja JOCKOVIĆ, član Predsedništva
prof. dr Danijel KUKARAS, član Predsedništva
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, član Predsedništva
prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, član Predsedništva
v. prof. dr Miroslav MARJANOVIĆ
Denis MILENOVIĆ, član NO
Nikola MILETIĆ, član NO
doc. dr Ivan MILIĆEVIĆ
v. prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, član Predsedništva
Ljiljana MIŠKOVIĆ, član Predsedništva
v. prof. dr Tatjana Kočetov MIŠULIĆ, član NO
prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, član Predsedništva
Darko POPOVIĆ, član Predsedništva
v. prof. dr Aleksandar RADEVIĆ
v. prof. dr Marija TODOROVIĆ
doc. dr Aljoša FILIPOVIĆ
doc. dr Vedran CAREVIĆ
v. prof. dr Radovan CVETKOVIĆ, član Predsedništva

Naučni odbor 17. Kongresa 2026:

prof. dr Svetlana BRZEV (Kanada)
v.prof. dr Gordana BROĆETA (BiH)
prof. dr Meri CVETKOVSKA (Severna Makedonija)
v.prof. dr Vitomir RACIĆ (Srbija)
v.prof. dr Mladena LUKOVIĆ (Holandija)
prof. dr Nenad IVANIŠEVIĆ (Srbija)
prof. dr Miloš KNEŽEVIĆ (Crna Gora)
prof. dr Duško LUČIĆ (Crna Gora)
prof. dr Snežana MARINKOVIĆ (Srbija)
v.prof. dr Primož MOŽE (Slovenija)
prof. dr Marina RAKOČEVIĆ (Crna Gora)
prof. dr Andrija RAŠETA (Srbija)
v.prof. dr Ana BARIČEVIĆ (Hrvatska)
prof. dr Darko NAKOV (Severna Makedonija)
prof. dr Milan VELJKOVIĆ (Holandija)
prof. dr Zlatko ZAFIROVSKI (Severna Makedonija)
prof. dr Koce TODOROV (Severna Makedonija)
v.prof. dr Nikola TOŠIĆ (Španija)
v.prof. dr Marko MARINKOVIĆ (Srbija)
prof. dr Davor SKEJIĆ (Hrvatska)
v.prof. dr Ivan GLIŠOVIĆ (Srbija)
v.prof. dr Jelena CAREVIĆ (Srbija)
doc. dr Nina GLUHOVIĆ (Srbija)
v.prof. dr Svetlana KOSTIĆ (Srbija)
v.prof. dr Branko ŠAVIJA (Holandija)
doc. dr Zorana PETOJEVIĆ (Srbija)
prof. dr Jelena NINIĆ (Ujedinjeno Kraljevstvo)
doc. dr Filip LJUBINKOVIĆ (Portugal)
prof. dr Srđa ALEKSIĆ (Crna Gora)
v.prof. dr Milivoje ROGAČ (Crna Gora)
prof. dr Biljana ŠĆEPANOVIĆ (Crna Gora)
prof. dr Ivan LUKIĆ (Srbija)
prof. dr Borko BULAJIĆ (Srbija)
v.prof. dr Aleksandar SAVIĆ (Srbija)
v.prof. dr Milan SPREMIĆ (Srbija)
prof. dr Vladan KUZMANOVIĆ (Srbija)
doc. dr Anina GLUMAC (Srbija)
doc. dr Nina SERDAR (Crna Gora)

17. KONGRES 2026 JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU

FAKULTETOM TEHNIČKIH NAUKA UNIVERZITETA U NOVOM SADU

ORGANIZACIJU KONGRESA JE FINANSIJSKI PODRŽALO:

MINISTARSTVO NAUKE, TEHNOLOŠKOG RAZVOJA I INOVACIJA

SPONZORI 17. KONGRESA 2026:

Platinasti sponzori:

PUT-INŽENJERING, Niš
ŠIRBEGOVIĆ Inženjering, Gračanica, BiH
UTIBER, Novi Sad
PENETRON, Beograd
POWERCHINA, Beograd
PENTA GE.CO.CONSTRUCTION, Beograd
GENERALI OSIGURANJE, Beograd

Zlatni sponzori:

CHINA ROAD AND BRIDGE CORPORATION SERBIA Ogranak Beograd
DELTA INŽENJERING d.o.o. Beograd
Fischer Fixing Systems d.o.o Beograd
FOCUS COMPUTERS d.o.o. Beograd
NESHVYL d.o.o. Beograd
PERI OPLATE Beograd
PROCLUB d.o.o. Beograd
REGUPOL Germany GmbH & Co. KG Germany
STRABAG d.o.o., Beograd
WISS, JANNEY, ELSTNER ASSOCIATES, inc. United States

Srebrni sponzori:

ADING d.o.o. Beograd
ASMEC CONSULTANTS d.o.o. Beograd
BALDINISTUDIO INTERNATIONAL d.o.o. Novi Sad
CENROPROJEKT d.o.o. Beograd
CENTAR ZA KONSTRUKCIJE d.o.o. Subotica
CIP - SAOBRAĆAJNI INSTITUT d.o.o. Beograd
CONSOLID d.o.o. Beograd
DEL ING d.o.o. Beograd
DNEC d.o.o. Beograd
ENERGOPROJEKT ENTEL a.d. Beograd
FREYSSINET SRBIJA d.o.o. Beograd

G1 GROUP d.o.o. Beograd
INSTITUT ZA BETON d.o.o. Beograd
MAŠINOPROJEKT KOPRING Beograd
NORTH ENGINEERING d.o.o. Subotica
PRO-ING d.o.o. Beograd
SIKA SRBIJA d.o.o. Šimanovci
SPREG d.o.o. Aranđelovac
TETRA INŽENJERING d.o.o. Valjevo

Bronzani sponzori:

BEOROOFING MB d.o.o. Beogrd
PIRAMIDA d.o.o. Sremska Mitrovica
ŠIDPROJEKT d.o.o. Šid

DOSADAŠNJI KONGRESI, SIMPOZIJUMI I SAVETOVANJA

PRVO SAVETOVANJE
JUGOSLOVENSKIH INŽENJERA KONSTRUKTERA
ZAGREB, decembar 1953. godine

DRUGI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
OPATIJA, maj 1958. godine

Predsednik:	akademik, prof. dr h.c. Đorđe LAZAREVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar:	prof. Zvonimir PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ. Beograd

TREĆI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
SARAJEVO, septembar 1964. godine

Predsednik:	prof. dr Kruno TONKOVIĆ, dipl.inž.građ. Zagreb
Potpredsednik:	prof. Ljubomir JEVTOVIĆ, dipl.inž.građ. Beograd
Sekretar:	prof. Zvonimir PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ. Beograd

ČETVRTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
PORTOROŽ, jun 1969. godine

Predsednik:	akademik, prof. dr Milan ĐURIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. Miloš MARINČEK, dipl.inž.građ, Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

PETI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
BUDVA, septembar 1974. godine

Predsednik:	akademik, prof. dr Milan ĐURIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. Miloš MARINČEK, dipl.inž.građ, Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

SIMPOZIJUM
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
"GREŠKE, SANACIJE I ISKUSTVA U INVESTIRANJU, PROJEKTOVANJU, GRAĐENJU I EKSPLOATACIJI GRAĐEVINSKIH OBJEKATA"
CAVTAT, novembar 1976. godine

ŠESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
BLED, septembar 1978. godine

Predsednik:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Sarajevo
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

SIMPOZIJUM
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA I INSTITUTA ZA MATERIJALE I KONSTRUKCIJE GRAĐEVINSKOG FAKULTETA UNIVERZITETA U BEOGRADU
"INOVACIJE JUGOSLOVENSKIH PROPISA ZA BETONSKE, METALNE I SPREGNUTE KONSTRUKCIJE - ISKUSTVA I NOVA SAZNANJA"
TROGIR, maj 1980. godine

Na Skupštini održanoj maja 1980. godine *u Trogiru, Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je promenilo naziv u SAVEZ DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE - SDGKJ. Na Skupštini je odlučeno da Izvršni odbor, izabran na VI Kongresu na Bledu, u istom sastavu obavlja dužnosti Predsedništva SDGKJ do sledećeg kongresa.*

Za predsednika i potpredsednika SDGKJ sa jednogodišnjim mandatom izabrani su:

Predsednik:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Sarajevo

Za predsednika i potpredsednika SDGKJ za naredni jednogodišnji mandat izabrani su:

Predsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Sarajevo
Potpredsednik:	Marijan KOŠČAK, dipl.inž.građ, Zagreb

SEDMI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1983. godine

Predsednik:	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Sarajevo
Potpredsednik:	prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ, Zagreb
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

SIMPOZIJUM '85
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
DUBROVNIK, april 1985. godine

Na sednici Predsedništva SDGKJ, održanoj aprila 1985. u Dubrovniku odlučeno je da se predsedniku, potpredsedniku, sekretaru i sekretaru za međunarodne veze, izabranim na VII Kongresu SDGKJ u Cavtatu, produži mandat do sledećeg kongresa.

OSMI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1987. godine

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ, Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	doc. dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ, Zagreb

JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE O PRIMENI NOVOG PRAVILNIKA ZA BETON I ARMIRANI BETON BAB 87 ZAJEDNO SA JUDIMK, GRAĐEVINSKIM INSTITUTOM ZAGREB I GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM BEOGRAD
DUBROVNIK, april 1989. godine

Na sednici Predsedništva SDGKJ održanoj aprila 1989. u Dubrovniku, ponovo su izabrani za sledeći dvogodišnji period

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ, Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	doc. dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ, Zagreb

DEVETI KONGRES
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE
CAVTAT, april 1991. godine

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Franci KRŽIĆ, dipl.inž.građ, Ljubljana
Sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar za međunarodne veze:	doc. dr Jure RADIĆ, dipl.inž.građ, Zagreb
Članovi Predsedništva:	prof. Vukašin AČANSKI, dipl.inž.građ, Maribor
	prof. dr Vinko ČANDRLIĆ, dipl.inž.građ, Zagreb
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dip.inž.građ, Novi Sad
	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. Dravan IVANOV, dipl.inž.građ, Skoplje
	prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

	prof. Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Sarajevo
	Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ, Titograd
	Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Priština
	prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ, Zagreb
	mr Cvetan TANEVSKI, dipl.inž.građ, Skoplje
Članovi Nadzornog odbora:	Jovan BOŠKOV, dipl.inž.građ, Novi Sad
	prof. dr Boris KOLJOZOV, dipl.inž.građ, Skoplje
	Zvonimir SABLJAK, dipl.inž.građ, Novi Sad

Posle raspada SFRJ, Savez društava građevinskih konstruktera Jugoslavije - SDGKJ transformisao se u ***Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera - JDGK****, koje je nastavilo delatnost SDGKJ. Na Osnivačkoj skupštini, održanoj 1.12.1994. godine u Beogradu, usvojen je novi statut i imenovano Predsedništvo u sastavu:*

Predsednik:	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva:	akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Milorad IVKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Miroslav BAJIĆ, dip.inž.građ, Novi Sad
	Veljko BELADA, dipl.inž.građ, Podgorica
	Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Priština
	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Mihailo MURAVLJOV, dipl.inž.građ, Beograd

Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera, zajedno sa Građevinskim fakultetom u Beogradu i Saveznim zavodom za standardizaciju, organizovalo je dva jugoslovenska savetovanja:

PRVO JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE
EVROKODOVI I JUGOSLOVENSKO GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO
BEOGRAD, jun 1995. godine

DRUGO JUGOSLOVENSKO SAVETOVANJE
EVROKODOVI I JUGOSLOVENSKO GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO
BEOGRAD, april 1997. godine

DESETI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, jun 1998. godine

Na Skupštini JDGK, održanoj juna 1998. godine *u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:*

Predsednik:	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva:	akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Milorad IVKOVIĆ , dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Života PERIŠIĆ, dip.inž.građ, Beograd
	prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Niš
	mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Gacko
	Veljko BELADA, dipl.inž.građ, Podgorica
	Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Jožef KERMECI, dipl.inž.građ, Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora:	prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd - predsednik
	prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
	Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

akademik prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Milorad IVKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Tihomir NIKOLOVSKI, dipl.inž.građ, Skoplje

takođe je izabrano i 14 zaslužnih članova JDGK:

prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Gacko
prof. dr Boško PETROVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Miroslav DEBELJKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Branislav VOJINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Niš
prof. dr Milan GOJKOVIĆ , dipl.inž.građ, Beograd
dr Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Veljko BELADA, dipl.inž.građ, Podgorica

SIMPOZIJUM 2000.
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 1-3. novembar 2000. godine

Na Skupštini JDGK, održanoj 2. novembra 2000. godine *u Vrnjačkoj Banji, Predsedništvo JDGK je prošireno sa dva člana i njegov sastav čine:*

Predsednik:	prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Generalni sekretar:	Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva:	akademik, prof. dr Nikola HAJDIN, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Milorad IVKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Milić MILIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Niš
	mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Banja Luka
	Veljko BELADA, dipl.inž.građ, Podgorica
	Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Jožef KERMECI, dipl.inž.građ, Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora:	prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd - predsednik
	prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
	Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

prof. dr Sande ATANASOVSKI, dipl.inž.građ, Skoplje
prof. dr Dragan IVANOV, dipl.inž.građ, Skoplje
prof. dr Milenko PRŽULJ, dipl.inž.građ, Ljubljana
prof. dr Vukašin AČANSKI, dipl.inž.građ, Maribor
prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Takođe je izabrano i 10 zaslužnih članova JDGK:

prof. Dimitrije ĆERTIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Predrag ŽELALIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Anđelko KOVAČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Miroslav BAJIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mihailo MURAVLJOV, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica

Lazar PRODANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Johan SKLENA, dipl.inž.građ, Novi Sad

JEDANAESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 25-27. septembar 2002.

Na Skupštini JDGK, održanoj 24. septembra 2002. godine *u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:*

Predsednik: prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik: prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica

Generalni sekretar: Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar: Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva: prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ, Niš
mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Gacko
Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Jožef KERMECI, dipl.inž.građ, Kanjiža
Članovi Nadzornog odbora: mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Igor ĐURANOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:
prof. dr Stanko ŠRAM, dipl.inž.građ. - Hrvatska
prof. dr Miodrag VELKOV, dipl.inž.građ. - Makedonija
prof. dr Aleksandar PAKVOR, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Miodrag SEKULOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Predrag ŽELALIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Veljko BELADA, dipl.inž.građ, Podgorica
mr Vladimir STANKOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica

Takođe je izabrano i 12 zaslužnih članova JDGK:
prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Petar ČOLIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Dušan SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Boško TRIVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Jožef KERMECI, dipl.inž.građ, Kanjiža
Vukan NJAGULJ, dipl.inž.građ, Beograd
Dragomir LUKIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Miroslav SUBOTIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

SIMPOZIJUM 2004.
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 29. septembar - 1. oktobar 2004. godine

Predsednik: prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik: prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Generalni sekretar: Stojan DINIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar: Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Članovi Predsedništva: prof. dr Života PERIŠIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
prof. dr Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Živojin PRAŠČEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mladen ULIĆEVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ, Niš
prof. dr Petar ČOLIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Vidoje ZELENOVIĆ, dipl.inž.građ, Gacko
Dragan VUKADINOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Jožef KERMECI, dipl.inž.građ, Kanjiža

Članovi Nadzornog odbora: mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Igor ĐURANOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:
prof. dr Predrag GAVRILOVIĆ, dipl.inž.građ.
Saško STREZOVSKI, dipl.inž.građ.
prof. Gojko NENADIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihajlo TRIFUNAC, dipl.inž.građ.
prof. dr Milija PAVLOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr David LLOJD SMITH, dipl.inž.građ.
prof. dr. Arsenije VUJOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Vlado GOCEVSKI, dipl.inž.građ.
prof. dr Tomislav RADOJIČIĆ, dipl.inž.građ.
Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ.

Takođe je izabrano i 12 zaslužnih članova JDGK:

Jovo SMILJANIĆ, dipl.inž.građ.
Dragan MAJKIĆ, dipl.inž.građ.
Lajčo STIPIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Milivoje STANKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoljub DRENIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan PETKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan BUĐEVAC, dipl.inž.građ.
mr Dragana ČUKIĆ, dipl.inž.građ.
mr Milan ĐOKOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Božidar S. PAVIĆEVIĆ, dipl.inž.građ.
mr Radivoje MRDAK, dipl.inž.građ.
prof. dr Vojislav MIHAILOVIĆ, dipl.inž.građ.

DVANAESTI KONGRES
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA
VRNJAČKA BANJA, 27-29. septembar 2006. godine

Na Skupštini JDGK, održanoj 27. septembra 2006. godine *u Vrnjačkoj Banji, izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor JDGK, u sledećem sastavu:*

Predsednik:	prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Sekretar:	prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva:	prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ, Niš
	prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	doc. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	doc. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ, Kosovska Mitrovica
	dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	Ivan MAMUŽIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
	Zoran FILIPOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Slobodan CVETKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
	Slobodan MITROVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Nadzornog odbora:	mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž.građ, Subotica
	Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ, Loznica
	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ, Paraćin

Na istoj skupštini izabrani su za počasne članove JDGK:

prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Radenko PEJOVIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Trifun PASKALOV , dipl.građ.inž.
Mr Vidoja ZELENOVIĆ, dipl.građ.inž.

Takođe je izabrano i 5 zaslužnih članova JDGK:

prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.građ.inž.
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž.
Jožef BARNA , dipl.građ.inž.
mr Predrag PAVLOVIĆ, dipl.građ.inž.

SIMPOZIJUM 2008.
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR "ČIGOTA", 24-26. septembar 2008.

Predsednik: prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik: Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Podgorica
Sekretar: prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

TRINAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR "ČIGOTA", 22-24. septembar 2010. godine

Na Skupštini DGKS, održanoj 22. septembra 2010. godine na Zlatiboru izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik: prof. dr Miloš LAZOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik: Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar: prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Predsedništva: prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mihajlo ĐURĐEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ, Niš
mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž.građ, Subotica
prof. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ, Kos.Mitrovica
Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ, Loznica
dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ, Novi Sad
Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Goran VUKOBRATOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Nadzornog odbora: Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ, Paraćin
prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Aleksandar TRAJKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Na istoj skupštini izabran je počasni član DGKS:
Prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ.

SIMPOZIJUM 2012.
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
VRNJAČKA BANJA, 19-21. septembar 2012. godine

Predsednik: prof. dr Miloš LAZOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik: Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar: prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

ČETRNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
NOVI SAD, 24-26. septembar 2014. godine

Na Skupštini DGKS, održanoj 24. septembra 2014. godine u Novom Sadu izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Potpredsednik: Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Generalni sekretar: prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar: prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi predsedništva: prof. dr Snežana MARINKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Mira PETRONIJEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
doc. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
mr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ, Niš
prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.inž.građ, Subotica
Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ, Novi Sad
Goran VUKOBRATOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ, Loznica
Lazar MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Subotica
Aleksandar ŽIVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Goran TADIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi Nadzornog odbora: Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.inž.građ, predsednik, Beograd
prof. dr Dejan DIVAC, dipl.inž.građ, Beograd
Zoran KOVRLIJA, dipl.inž.građ, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

SIMPOZIJUM 2016
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR, 15-17. septembar 2016. godine

Predsednik:	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ, Novi Sad
Potpredsednik:	Aleksandar BOJOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Generalni sekretar:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

Na Skupštini DGKS, održanoj 02. decembra 2016. godine u Beogradu izmenjen je sastav Predsedništva DGKS. Umesto Aleksandra Živanovića, dipl.inž.građ. izabran je Duško Tomić, dipl.inž.građ. (Energoprojekt Visokogradnja).

Na Skupštini DGKS, održanoj 01. decembra 2017. u Beogradu izmenjen je sastav Nadzornog odbora DGKS. Umesto prof. dr Dejana Divca, dipl.inž.građ. i Zorana Kovrlije, dipl.inž.građ. izabrani su doc. dr Predrag Blagojević, dipl.inž.građ. (Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš) i Vojin Zajić, dipl.inž.građ. (STRABAG, Beograd).

PETNAESTI KONGRES
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ZLATIBOR, 6-8. septembar 2018.

Na Skupštini DGKS, održanoj 07. septembra 2018. na Zlatiboru izabrano je novo Predsedništvo i Nadzorni odbor DGKS, u sledećem sastavu:

Predsednik:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Potpredsednik:	Lazar MARKOVIĆ, dipl.građ.inž, Subotica
Generalni sekretar:	doc. dr Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.inž.građ, Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.građ.inž, Novi Sad
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž, Niš
	prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.građ.inž, Subotica
	v. prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	doc. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	doc. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Đorđe PAVKOV, dipl.građ.inž, Novi Sad
	Duško TOMIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Dimitrije ALEKSIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Milan GRČIĆ, dipl.građ.inž, Šid
	Darko POPOVIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.građ.inž, Paraćin
Članovi Nadzornog odbora:	doc. dr Predrag BLAGOJEVIĆ, dipl.građ.inž, Niš
	doc. dr Jelena DOBRIĆ, dipl.građ.inž, Beograd
	Vojin ZAJIĆ, dipl.građ.inž, Beograd

Nije bilo izbora za zaslužne i počasne članove Društva.

SIMPOZIJUM 2020. DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ARANĐELOVAC, 13.-15. maj 2021.

Predsednik:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.građ.inž., Beograd
Potpredsednik:	Lazar MARKOVIĆ, dipl.građ.inž., Subotica
Generalni sekretar:	v.prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.građ.inž., Beograd
Sekretar:	prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.građ.inž., Beograd
Članovi predsedništva:	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.građ.inž. (FTN Novi Sad)
	prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž. (GAF Niš)
	prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.građ.inž. (GF Subotica)
	v.prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	v.prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	doc. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	Branko KNEŽEVIĆ, dipl.građ.inž. (GP Mostogradnja - Beograd)
	Dimitrije ALEKSIĆ, dipl.građ.inž. (DEL ING – Beograd)
	Đorđe PAVKOV, dipl.građ.inž. (DNP Inženjering - Novi Sad)
	Milan GRČIĆ, dipl.građ.inž. (Šidprojekt Šid - Šid)
	Darko POPOVIĆ, dipl.građ.inž. (DNEC - Beograd)
	Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.građ.inž. (Grading – Paraćin)
	Danijela MIŠČEVIĆ, dipl.građ.inž. (Energoprojekt Entel - Beograd)
Članovi Nadzornog odbora:	v.prof. dr Predrag BLAGOJEVIĆ, dipl.građ.inž., (GAF Niš)
	v.prof. dr Jelena DOBRIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	Vojin ZAJIĆ, dipl.građ.inž. (STRABAG - Beograd)

Na istoj skupštini izabrana su 2 počasna člana DGKS:

prof. dr Meri CVETKOVSKA, dipl.građ.inž. (GF Skopje)
Predrag POPOVIĆ, dipl.građ.inž. (USA)

ŠESNAESTI KONGRES DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
ARANĐELOVAC, 28.-30. septembar 2022.

Na Skupštini DGKS, održanoj 30. septembra 2022. u prostorijama hotela "Izvor" u Aranđelovcu izabrano je novo predsedništvo DGKS, u sledećem sastavu:

Članovi predsedništva:	prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.građ.inž. (FTN Novi Sad)
	v.prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	v.prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	v.prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
	v.prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.građ.inž. (GF Subotica)
	v.prof. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)

prof. dr Jelena DOBRIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
v.prof. dr Vladimir VUKOBRATOVIĆ, dipl.građ.inž. (FTN Novi Sad)
doc. dr Radovan CVETKOVIĆ, dipl.građ.inž. (GAF Niš)
Lazar MARKOVIĆ, dipl.građ.inž. (North Engineering Subotica)
Darko POPOVIĆ, dipl.građ.inž. (DNEC - Beograd)
Dimitrije ALEKSIĆ, dipl.građ.inž. (DEL ING – Beograd)
Milan GRČIĆ, dipl.građ.inž. (Šidprojekt Šid - Šid)
Vojin ZAJIĆ, dipl.građ.inž. (STRABAG - Beograd)
Ljiljana MIŠKOVIĆ, dipl.građ.inž. (CIP – Beograd)
Dragan JOCIĆ, dipl.građ.inž. (Utiber – Novi Sad)

Članovi Nadzornog odbora: v.prof. dr Tatjana KOČETOV-MIŠULIĆ, dipl.građ.inž., (FTN Novi Sad)
Danijela MIŠČEVIĆ, dipl.građ.inž. (Energoprojekt Entel - Beograd)
Denis MILENOVIĆ, dipl.građ.inž. (Put Inžewering – Niš)

Na istoj skupštini izabrana su 2 zaslužna člana DGKS:

prof. dr Boško STEVANOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.građ.inž. (GAF Niš)

SIMPOZIJUM 2024. DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE
VRNJAČKA BANJA, 18.-20. septembar 2024.

Predsednik: prof. dr Zlatko MARKOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
Potpredsednik: Lazar MARKOVIĆ, dipl.građ.inž. (North Engineering Subotica)
Generalni sekretar: v.prof. dr Ivan IGNJATOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
Sekretar: v.prof. dr Vladimir VUKOBRATOVIĆ, dipl.građ.inž. (FTN Novi Sad)

Članovi predsedništva: prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.građ.inž. (FTN Novi Sad)
prof. dr Jelena DOBRIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
v.prof. dr Branko MILOSAVLJEVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
v.prof. dr Marija NEFOVSKA-DANILOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
v.prof. dr Danijel KUKARAS, dipl.građ.inž. (GF Subotica)
v.prof. dr Selimir LELOVIĆ, dipl.građ.inž. (GF Beograd)
doc. dr Radovan CVETKOVIĆ, dipl.građ.inž. (GAF Niš)
Darko POPOVIĆ, dipl.građ.inž. (DNEC - Beograd)
Dimitrije ALEKSIĆ, dipl.građ.inž. (DEL ING – Beograd)
Milan GRČIĆ, dipl.građ.inž. (Šidprojekt Šid - Šid)
Vojin ZAJIĆ, dipl.građ.inž. (STRABAG - Beograd)
Ljiljana MIŠKOVIĆ, dipl.građ.inž. (CIP – Beograd)
Dragan JOCIĆ, dipl.građ.inž. (Utiber – Novi Sad)

Članovi Nadzornog odbora: v.prof. dr Tatjana KOČETOV-MIŠULIĆ, dipl.građ.inž., (FTN Novi Sad)
Danijela MIŠČEVIĆ, dipl.građ.inž. (Energoprojekt Entel - Beograd)
Denis MILENOVIĆ, dipl.građ.inž. (Put Inžewering – Niš)

PRIZNANJA
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Saveza društava građevinskih konstruktera Jugoslavije za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo SDGKJ dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva i napretku Socijalističke Federativne Republike Jugoslavije.“

Priznanje je ustanovljeno 1989. godine.

Dobitnici priznanja SDGKJ za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

1989.

ĐORĐE LAZAREVIĆ
akademik SANU, profesor dr h.c,
diplomirani građevinski inženjer,
prvi predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1958. do 1964. godine

KRUNISLAV TONKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
drugi predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1964. do 1969. godine

BRANKO ŽEŽELJ
akademik SANU, profesor,
diplomirani građevinski inženjer

1990.

NIKOLA HAJDIN
akademik SANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
predsednik Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera, od 1978. do 1981. godine

MILORAD IVKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

STANKO ŠRAM
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

1991.

STOJAN DINIĆ
diplomirani građevinski inženjer,
sekretar i generalni sekretar SDGKJ od 1969. godine -

ZLATKO KOSTRENČIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

FRANCI KRŽIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
potpredsednik SDGKJ od 1987. godine -

PETAR SERAFIMOV
akademik MANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

Od 1991. do 1998. godine nisu dodeljivana priznanja za životno delo.

Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je 1998. godine donelo odluku o nastavljanju dodeljivanja priznanja JDGK za žitovno delo u građevinskom konstrukterstvu.

PRIZNANJA
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo JDGK dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva.“

Dobitnici priznanja JDGK za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

1998.

GOJKO NENADIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

ŽIVOTA PERIŠIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer,
predsednik SDGKJ/JDGK od 1987. do 1998. godine

2000.

BOŠKO PETROVIĆ
akademik SANU, profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

MILAN GOJKOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

BOŽIDAR S. PAVIĆEVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2002.

MIRKO AĆIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer
predsednik JDGK od 1998. godine -

RADOMIR FOLIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

ARSENIJE VUJOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

DIMITRIJE ĆERTIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

2004.

MIROSLAV DEBELJKOVIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

ALEKSANDAR PAKVOR
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

PREDRAG ŽELALIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2006.

MOMIR KRASTAVČEVIĆ
profesor,
diplomirani građevinski inženjer

PRIZNANJA
DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„Priznanje Društva građevinskih konstruktera Srbije za životno delo u građevinskom konstrukterstvu je najviše priznanje koje Predsedništvo DGKS dodeljuje svojim istaknutim članovima za izuzetan doprinos koji su dogogodišnjim radom i rezultatima dali razvoju našeg građevinskog konstrukterstva.“

Dobitnici priznanja DGKS za životno delo u građevinskom konstrukterstvu su:

2008.

MIHAILO MURAVLJOV
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2010.

DANILO DRAGOJEVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

VUKAN NJAGULJ
diplomirani građevinski inženjer

2012.

LJUBOMIR VLAJIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2014.

ŠERIF DUNICA
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2016.

VANJA ALENDAR
diplomirani građevinski inženjer

SLOBODAN CVETKOVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2018.

DEJAN BAJIĆ
profesor dr, Predsednik DGKS od 2006. do 2010. godine,
diplomirani građevinski inženjer

2020.

DUŠAN NAJDANOVIĆ
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

2022.

ALEKSANDAR BOJOVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

DRAGO OSTOJIĆ
diplomirani građevinski inženjer

2026.

DRAGAN BUĐEVAC
profesor dr,
diplomirani građevinski inženjer

ALEKSANDAR TRAJKOVIĆ
diplomirani građevinski inženjer

PRIZNANJA
SAVEZA DRUŠTAVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA JUGOSLAVIJE

ZA NAJBOLJA OSTVARENJA
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„U cilju podsticanja stvaralaštva, boljeg vrednovanja postignutih rezultata i najznačajnijih dostignuća našeg građevinskog konstrukterstva, Predsedništvo SDGKJ je početkom 1986. godine ustanovilo posebna godišnja stručna i društvena priznanja za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu u republikama i pokrajinama i u Jugoslaviji. Republička i pokrajinska društva građevinskih konstruktera dodeljuju svoja priznanja za najbolja ostvarenja u republikama i pokrajinama a Predsedništvo SDGKJ dodeljuje Jugoslovensko priznanje SDGKJ najboljem ostvarenju izabranom u konkurenciji ostvarenja koja su u toj godini dobila republička i pokrajinska priznanja.“

Priznanja su prvi put dodeljena za konstrukterska ostvarenja u 1986. godini.

Jugoslovenska priznanja SDGKJ za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu dobila su sledeća ostvarenja:

1986.

KONSTRUKCIJA NOVOG HANGARA JUGOSLOVENSKOG AEROTRANSPORTA NA AERODROMU BEOGRAD

Odgovorni projektanti konstrukcije:
profesor dr Milorad Ivković, dipl.inž.građ.
profesor dr Života Perišić, dipl.inž.građ.
profesor dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
profesor dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.

Graditelji konstrukcije:
Živadin Mijailović, dipl.inž.građ.
Višeslav Milosavljević, dipl.inž.građ.

1987.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE KOMPLEKSA "CIBONA" U ZAGREBU

profesor dr Milutin Anđelić, dipl.inž.građ.

1988.

Naučnoistraživački rad:

POPREČNA RASPODELA OPTEREĆENJA KOD MOSTOVA SA VEĆIM BROJEM GLAVNIH NOSAČA U POPREČNOM PRESEKKU

asistent dr Zoran Desovski, dipl.inž.građ.

1989.

TEHNIČKO-TEHNOLOŠKO UNAPREĐENJE GRAĐEVINSKOG KONSTRUKTERSTVA NA IZGRADNJI HRAMA SVETOG SAVE NA VRAČARU U BEOGRADU PRIMENOM METODA TEŠKE GRAĐEVINSKE MONTAŽE, SPECIJALNE TEHNOLOŠKE PODIZNE OPREME, KAO I NOVIH KONSTRUKTIVNIH REŠENJA

Vojislav Marisavljević, dipl.inž.građ.
Dušan Arbajter, dipl.inž.građ.
Milutin Marjanović, dipl.inž.građ.
Dragan Kocić, dipl.inž.građ.
mr Milan Matović, dipl.inž.građ.

1990.

HIDROELEKTRANA "VIŠEGRAD"

Mira Pavlica, dipl.inž.građ.
Fevzija Beganović, dipl.inž.građ.
Mirza Pašić, dipl.inž.građ.
Vladimir Vujošević, dipl.inž.građ.

PRIZNANJA
JUGOSLOVENSKOG DRUŠTVA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA

ZA NAJBOLJA OSTVARENJA
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU

„U cilju podsticanja stvaralaštva, boljeg vrednovanja postignutih rezultata i najznačajnijih dostignuća našeg građevinskog konstrukterstva, Jugoslovensko društvo građevinskih konstruktera je ustanovilo posebna godišnja priznanja za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu u SR Jugoslaviji. Priznanja se dodeljuju za oblast projektovanja i/ili građenja konstrukcija objekata i za oblast nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu.“

Priznanja JDGK za najbolja ostvarenja u građevinskom konstrukterstvu dobila su sledeća ostvarenja:

1994.

Za projektovanje i izvođenje konstrukcije objekta:

PODZEMNO ŽELEZNIČKO STAJALIŠTE "VUKOV SPOMENIK"

SAOBRAĆAJNI INSTITUT - CIP
Odgovorni projektanti konstrukcije:
dr Branislav Popović, dipl.inž.građ.
Miloje Kandić, dipl.inž.građ.
Aleksandar Mojsić, dipl.inž.građ.

ENERGOPROJEKT HOLDING
Graditelji konstrukcije:
mr Dragan Gojgić, dipl.inž.građ.
Stanimir Mandić, dipl.inž.građ.
Vladimir Đurić, dipl.inž.građ.
Boško Grubić, dipl.inž.građ.

1996. i 1997.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

IZVOĐENJE KONSTRUKCIJE DVORANE ZA MALE SPORTOVE FAKULTETA FIZIČKE KULTURE U BEOGRADU

Živorad Dimitrijević, dipl.inž.građ.

IZGRADNJA KOMPLEKSA ZA PROIZVODNJU LAB/LABS U KIRIŠU U RUSIJI

Svetislav Simović, dipl.inž.građ.
Nikola Lujić, dipl.inž.građ.
Novica Kostić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu:

STRATEŠKO-TEHNOLOŠKI PROJEKAT „UVOĐENJE EVROKODOVA ZA KONSTRUKCIJE U GRAĐEVINSKO KONSTRUKTERSTVO SRBIJE“

Rukovodilac projekta:
prof. dr Života Perišić, dipl.inž.građ.

Rukovodioci potprojekta:
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.
v.prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav Stojić, dipl.inž.građ.
prof. dr Milić Milićević, dipl.inž.građ.
prof. dr Mihailo Muravljov, dipl.inž.građ.
prof. dr Petar Anagnosti, dipl.inž.građ.
prof. dr Radomir Folić, dipl.inž.građ.

1998. i 1999.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

SPORTSKA DVORANA - BEOGRADSKA ARENA

Autori krovne konstrukcije:
prof. dr Milorad Ivković, dipl.inž.građ.
prof. dr Života Perišić, dipl.inž.građ.
prof. dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.

Projektanti krovne konstrukcije:
Vanja Alendar, dipl.inž.građ., viši stručni saradnik
asis. mr Snežana Marinković, dipl.inž.građ.
Odgovorni projektant:
Savo Formentunović, dipl.inž.građ.

Saradnik na projektu krovne konstrukcije:
Bojan Tepavčević, dipl.inž.građ.

Graditelji konstrukcije:
Živorad Dimitrijević, dipl.inž.građ.
mr Milan Đoković, dipl.inž.građ.

MOST NA OBILAZNICI AUTOPUTA U BEOGRADU (OSTRUŽNICA) PREKO REKE SAVE

Projektanti:
Za čeličnu konstrukciju
Slobodan Cvetković, dipl.inž.građ.
Danilo Dragojević, dipl.inž.građ.
Za prilazne konstrukcije
Ivanka Kopčalić, dipl.inž.građ.
Stanislav Mojsilović, dipl.inž.građ.

Izvođači:
Za čeličnu konstrukciju
Stanoje Petković, dipl.inž.građ.
Branko Knežević, dipl.inž.građ.
Siniša Bruski, dipl.inž.građ.
Za betonskku konstrukciju
Miroslav Havram, dipl.inž.građ.
Mihajlo Tadić, dipl.inž.građ.
Ranko Petrović, dipl.inž.građ.

MOST NA BARŽAMA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU

Radomir Lukić, dipl.inž.građ.
Vukan Njagulj, dipl.inž.građ.
Đorđe Denčić, dipl.inž.građ.
Miško Gunjača, dipl.inž.građ.
mr Radomir Potić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PRILOG ANALIZI STABILNOSTI TANKOZIDNIH NOSAČA“

dr Duško Lučić, dipl.inž.građ.

MONOGRAFIJA "METALNE KONSTRUKCIJE"

Autori:
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.
asis. mr Zlatko Marković, dipl.inž.građ.
asis. mr Dragana Bogavac, dipl.inž.građ.
asis. mr Dragoslav Tošić, dipl.inž.građ.

2000. i 2001.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA MOSTA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU "PETROVARADINSKA DUGA"

Projektanti mosta:
prof. Gojko Nenadić, dipl.inž.građ.
mr Ljiljana Đukić, dipl.inž.građ.

Projektant donjeg stroja:
Vukan Njagulj, dipl.inž.građ.

Projektanti montaže:
Dragomir Lukić, dipl.inž.građ.
Miško Gunjača, dipl.inž.građ.

Šef montaže:
Branko Knežević, dipl.inž.građ.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA "ZEPTER" INTERNATIONAL - VARŠAVA

Autori:
doc. dr Miroslav Bešević, dipl.inž.građ.
prof. dr Dejan Bajić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.

PROJEKTOVANJE I IZGRADNJA MOSTA PREKO REKE VELIKE MORAVE NA DESNOJ TRACI AUTOPUTA E70 KROZ MESTO MIJATOVAC

Projektant mosta:
Vukan Njagulj, dipl.inž.građ.

Projektant montaže:
Miroslav Havran, dipl.inž.građ.

Rukovodilac radova:
Mihajlo Tadić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „GRANIČNA NOSIVOST PRI PROBIJANJU MONTAŽNIH PRETHODNO NAPREGNUTIH PLOČA U OBLASTI IVIČNIH STUBOVA“

dr Snežana Marinković, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „UTICAJ VREMENSKIH DEFORMACIJA NA GRANIČNA STANJA ARMIRANOBETONSKIH PLOČA NAPREGNUTIH U SVOJOJ RAVNI“

dr Pero Vujović, dipl.inž.građ.

2002. i 2003.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

MOST "UNION BRIDGE" PREKO REKE MORAČE U PODGORICI

Autor idejnog rešenja i odgovorni projektant mosta:
mr Željka Radovanović, dipl.inž.građ.

Odgovorni projektant mosta:
dr Pero Vujović, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „IZBOČAVANJE LIMENIH NOSAČA POD DEJSTVOM LOKALNOG OPTEREĆENJA“

dr Nenad Marković, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „PRILOG ANALIZI VITKIH ARMIRANO-BETONSKIH ELEMENATA SA KOSIM SAVIJANJEM“

dr Radomir Zejak, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „VIŠEKRITERIJUMSKA ANALIZA SEIZMIČKE OTPORNOSTI KONSTRUKCIJA ARMIRANOBETONSKIH ZGRADA“

dr Đorđe Lađinović, dipl.inž.građ.

2004. i 2005.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

SANACIJA, REKONSTRUKCIJA, ADAPTACIJA I DOGRADNJA KONSTRUKCIJE P.C. UŠĆE U NOVOM BEOGRADU, NAKON BOMBARDOVANJA 1999. GODINE

Projektanti:
prof. dr Ljubomir Vlajić, dipl.inž.građ.
mr Predrag Blagojević, dipl.inž.građ.
mr Slobodan Grković, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

MAGISTARSKA TEZA „PRILOG UTVRĐIVANJU SEIZMIČKE POUZDANOSTI IZVEDENIH ARMIRANO BETONSKIH OBJEKATA“

mr Nataša STOJANOVIĆ, dipl.inž.građ.

2006. i 2007.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE VISLE U PLOCKU - IZVEDENO STANJE

Projektanti:
akademik prof. dr Nikola Hajdin, dipl.inž.građ.
doc. dr Bratislav Stipanić, dipl.inž.građ.

PUENTE DUARTE REHABILITATION PROJECT IN SANTO DOMINGO

Projektanti:
Slobodan Cvetkovic, dipl.inž.građ.
Stanislav Kolundzija, dipl.inž.građ.
prof. dr Branislav Kolundzija, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PRILOG REŠENJU PROBLEMA STABILNOSTI DVOPOJASNIH LANČANIČNIH SISTEMA

Dragan Kostić, dipl.inž.građ.

2008. i 2009.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

NOVI TORANJ NA AVALI. KONSTRUKCIJA TORNJA

prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ.
Branislav Životić, dipl.inž.građ.
Aleksandar Bojović, dipl.inž.građ.

SPECIFIČNOSTI IZVOĐENJA OBNOVE TV TORNJA "AVALA"

Goran Milovanović, dipl.inž.građ.
Zoran Mišković, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PRERASPODELA UTICAJA KOD NAKNADNO KONTINUIRANIH SPREGNUTIH ARMIRANOBETONSKIH NOSAČA TOKOM VREMENA

Snežana Mašović, dipl.inž.građ.

PRORAČUN VITKIH DVOOSNO SAVIJANIH AB STUBOVA

Zoran Brujić, dipl.inž.građ.

2010. i 2011.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „EKSPERIMENTALNO–TEORIJSKA ANALIZA GRANIČNIH STANJA ARMIRANOBETONSKIH LINIJSKIH NOSAČA OJAČANIH SPREZANJEM SA NSM VLAKNASTIM KOMPOZITIMA“

dr Slobodan Ranković, dipl.inž.građ.

2012. i 2013.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

NASTAJANJE I RAZRADA IDEJNOG REŠENJA I GRAĐENJE RASKLOPNOG MOSTA „PORT MILENA“

Projektanti:
Goran Tadić, dipl.inž.građ.
Duško Bobera, dipl.inž.građ.
Zoran Luković, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

PONAŠANJE GRUPE ELASTIČNIH MOŽDANIKA KOD SPREGNUTIH NOSAČA OD ČELIKA I BETONA

dr Milan Spremić, dipl.inž.građ.

GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA RECIKLIRANIM AGREGATOM

dr Ivan Ignjatović, dipl.inž.građ.

2014. i 2015.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

ČELIČNA KONSTRUKCIJA ŽELEZNIČKOG MOSTA PREKO VELIKE MORAVE U ĆUPRIJI

Projektanti:
Siniša Mihajlović, dipl.inž.građ.
Milorad Markovi, dipl.inž.građ.
Biljana Čolić, dipl.inž.građ.
Dejan Srejić, dipl.inž.građ.
prof. dr Šerif Dunica, dipl.inž.građ.
Marina Pešić, dipl.inž.građ.
Branislav Dašić, dipl.inž.građ.

ATLETSKA DVORANA "GENERAL JOVAN MIŠKOVIĆ" U BEOGRADU

Projektanti:
prof dr Zlatko Marković, dipl.inž.građ.
Milomir Živanović, dipl.inž.građ.
doc. dr Jelena Dobrić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJA CENTRIČNO PRITISNUTIH ELEMENATA SLOŽENOG PRESEKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA“

dr Jelena Dobrić, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „NELINEARNA STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA OKVIRNIH ZGRADA PREMA PERFORMANSAMA“

dr Mladen Ćosić, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „NOSIVOST ZAVRTNJEVA KAO SREDSTVA ZA SPREZANJE U PREFABRIKOVANIM SPREGNUTIM KONSTRUKCIJAMA OD ČELIKA I BETONA“

dr Marko Pavlović, dipl.inž.građ.

2016. i 2017.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

POSLOVNI KOMPLEKS “SIRIUS” U BLOKU 43 NA NOVOM BEOGRADU

Projektanti:
Vladimir Stefanović, dipl.inž.građ.
Igor Petrović, dipl.inž.građ.

PROJEKAT KONSTRUKCIJE POSLOVNOG OBJEKTA U RAJIĆEVOJ

Projektanti:
Aleksandar Trajković, dipl.inž.građ.
Ivana Leposavić, dipl.inž.građ.
Tanja Karlaš, dipl.inž.građ.
Vladimir Trajković, dipl.inž.građ.
Bojana Žarković, dipl.inž.građ.
Nenad Nedeljić, dipl.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJE AKSIJALNO PRITISNUTIH SPREGNUTIH STUBOVA PRI EKSPLOATACIONOM I GRANIČNOM OPTEREĆENJU“

dr Aleksandar Landović, dipl.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE GRANIČNE NOSIVOSTI OSLONAČKE VEZE OŠUPLJENIH MONTAŽNIH PLOČA“

dr Veljko Koković, dipl.inž.građ

DOKTORSKA DISERTACIJA „NELINEARNA ANALIZA LAMINATNIH KOMPOZITNIH PLOČA I LJUSKI SA DELAMINACIJAMA PRIMENOM MKE“

dr Miroslav Marjanović, mast.inž.građ.

2018. i 2019.

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

ŽELEZNIČKO-DRUMSKI MOST PREKO DUNAVA U NOVOM SADU

Projektanti:
Aleksandar Bojović, dipl.građ.inž.
prof. dr Zlatko Marković, dipl.građ.inž.
Dimitrije Aleksić, dipl.građ.inž.
dr Marko Pavlović, dipl.građ.inž.
Novak Novaković, dipl.građ.inž.
doc. dr Milan Spremić, dipl.građ.inž.
Uroš Kostić, dipl.građ.inž.
Boško Janjušević, dipl.građ.inž.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA „INOVATIVNI SISTEM ZA SEIZMIČKI OTPORNU ZIDANU ISPUNU U ARMIRANOBETONSKIM RAMOVSKIM KONSTRUKCIJAMA“

dr Marko Marinković, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „PONAŠANJE SMIČUĆIH SPOJEVA IZVEDENIH MOŽDANICIMA SA EKSERIMA SA EKSPLOZIVNIM UPUCAVANJEM“

dr Nina Gluhović, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA „GRANIČNA NOSIVOST ARMIRANOBETONSKIH GREDNIH NOSAČA OD BETONA SA VELIKIM SADRŽAJEM LETEĆEG PEPELA“

dr Jelena Dragaš, mast.inž.građ.

2020 i 2021

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

MOST MORAČICA NA AUTOPUTU BAR - BOLJARE, DEONICA SMOKOVAC – MATEŠEVO

projektant:
Željko Ličina, dipl.građ.inž.

DRUMSKI MOST PREKO SAVE U OSTRUŽNICI, NA OBILAZNICI OKO BEOGRADA

STRABAG
autori:
Bojan Bizetić, dipl.građ.inž.
Igor Đurđević, dipl.građ.inž.
Branislav Dašić, dipl.građ.inž.
Vukan Njagulj, dipl.građ.inž.
Branko Knežević, dipl.građ.inž.

POSLOVNO-STAMBENI KOMPLEKS BLOKA 65 NA KP 2222/3 U ULICI OMLADINSKIH BRIGADA BR. 86 NA NOVOM BEOGRADU ZA II FAZU – KULA I TRŽNI CENTAR

DEL ING
Projektanti:
Prof. dr Šerif Dunica, dipl.građ.inž.
V.prof. dr Saša Stošić, dipl.građ.inž.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA "NOSIVOST RAZLIČITIH TIPOVA RAVNOKRAKIH UGAONIKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA PRI DEJSTVU CENTRIČNOG PRITISKA"

dr Aljoša Filipović, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA "UTICAJ PRSLINA NA MEHANIZME DETERIORACIJE I TRAJNOST ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA"

dr Vedran Carević, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA "NOVI KONSTITUTIVNI MODEL BETONA FORMULISAN PREMA NAPREGNUTOJ KOMBINACIJI TEORIJA PLASTIČNOSTI – MEHANIKA OŠTEĆENJA"

dr Drago Živković, dipl.inž.građ.

2022 i 2023

Iz oblasti projektovanja i izvođenja konstrukcija:

PROJEKAT KONSTRUKCIJE STANIČNE ZGRADA SA PARKINGOM U OKVIRU KOMPLEKSA ŽELEZNIČKE STANICE „BEOGRAD CENTAR“, BEOGRAD, KP 2855/111, KO SAVSKI VENAC U BEOGRADU

DEL ING
Projektanti:

Armiranobetonska konstrukcija:
Prof dr Šerif Dunica, dipl.građ.inž.
Prof dr Saša Stošić, dipl.građ.inž.

Čelična konstrukcija:
Dimitrije Aleksić, dipl.građ.inž.
Milan Pandrc, mast.inž.građ.

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA “DEMONTAŽNI SMIČUĆI SPOJEVI OSTVARENI ZAVRTNJEVIMA I MOŽDANICIMA SA GLAVOM KOD SPREGNUTIH KONSTRUKCIJA OD ČELIKA I BETONA”

dr Isidora Jakovljević, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA “RAZVOJ NUMERIČKOG I ANALITIČKOG MODELA INOVATIVNOG ČELIČNOG DISIPATORA SEIZMIČKE ENERGIJE”

dr Andrija Zorić, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA “IZVIJANJE STUBOVA I PRESEKA OD NERĐAJUĆEG ČELIKA PRI DEJSTVU POŽARA SA UTICAJEM ISTORIJE OPTEREĆENJA”

dr Nikola Rajić, mast.inž.građ.

2024 i 2025

Iz oblasti nauke:

DOKTORSKA DISERTACIJA “DEMONTAŽNI SPOJEVI ČELIČNIH I ARMIRANOBETONSKIH ELEMENATA SA MEHANIČKIM SPOJNICAMA PRI INTERAKCIJI SMICANJA I ZATEZANJA”

dr Ivan Milićević, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA "PREDLOG NOVOG REŠENJA ZA SPREZANJE ČELIKA I UNAKRSNO LAMELIRANOG DRVETA PRIMENOM OJAČANIH MOŽDANIKA"

dr Miloš Milić, mast.inž.građ.

DOKTORSKA DISERTACIJA "KONSTRUKCIJSKI BETONI SA REDUKOVANIM SADRŽAJEM CEMENTA I VELIKIM SADRŽAJEM KREČNJAČKOG BRAŠNA"

dr Andrija Radović, mast.inž.građ.

SADRŽAJ

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROFESORU EMERITUSU DR DRAGANU BUĐEVCU, DIPL. INŽ. GRAĐ. …... 1

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU ALEKSANDRU TRAJKOVIĆU, DIPL. INŽ. GRAĐ. …...…….. 8

P-1 *Ivan Milićević* - DEMOUNTABLE CONNECTIONS WITH MECHANICAL COUPLERS LOADED IN SHEAR AND TENSION…….. 16

P-2 *Miloš Milić* - AN INNOVATIVE STEEL-CLT SHEAR CONNECTOR: DEVELOPMENT AND EXPERIMENTAL-NUMERICAL INVESTIGATION…… 28

P-3 *Andrija Radović* - HIGH-VOLUME LIMESTONE POWDER CONCRETE FOR STRUCTURAL APPLICATION……. 40

U-1 *Gregor Schacht, Max Fiedler, Robert Ritter, Silke Scheerer, Steffen Marx* - THE COLLAPSE OF THE CAROLABRIDGE - A TRAGIC INDIVIDUAL CASE?..... 52

U-2 *Vlastimir Radonjanin, Mirjana Malešev* - BEFORE ANY INTERVENTION: THE CHALLENGE OF STRUCTURAL ASSESSMENT…….. 66

U-3 *Vesna Terzić* - RESILIENCE-BASED SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS: FROM THEORY TO ENGINEERING PRACTICE…… 79

S-1 *Luka Manojlović, Jana Pudar, Ivan Milićević, Vedran Carević* - SEIZMIČKA ANALIZA AB KONSTRUKCIJE SA ZIDOVIMA PREMA NOVOJ GENERACIJI EVROKODA 8……... 100

S-2 *Vladimir Vukobratović* - ELASTIČNI SPEKTAR PSEUDOUBRZANJA U NOVOM EVROKODU 8……. 110

S-3 *Jana Pudar, Luka Manojlović, Vedran Carević* - PLOČE DIREKTNO OSLONJENE NA STUBOVE KAO PRIMARNI SEIZMIČKI ELEMENT PREMA NOVOJ GENERACIJI EVROKODOVA…….. 120

S-4 *Marko Marinković, Christoph Butenweg* - PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE AB KONSTRUKCIJA SA ZIDANOM ISPUNOM: POSTUPAK I KORACI DEFINISANI U PRVOJ I DRUGOJ GENERACIJI EVROKODA 8…….. 128

S-5 *Tatjana Kočetov Mišulić, Aleksandra Radujković* - PROJEKTOVANJE DRVENIH KONSTRUKCIJA PREMA EVROKODU 8: KLJUČNE IZMENE U DRUGOJ GENERACIJI……... 139

S-6 *Anina Glumac, Olivier Flamand, Jonas Thor Snæbjörnsson, Theophile Bresson, Serge Garay, Đorđe Romanić, Hristina Ilić, Rebeka Čolo, Jasna Bogunović Jakobsen* - DEJSTVO VETRA NA PLUTAJUĆE FOTONAPONSKE SISTEME…….. 147

S-7 *Dunja Gavrilović* - PRIMER VERIFIKACIJE GRANIČNOG STANJA ZAMORA KONSTRUKCIJE DIMNJAKA PREMA EN 1993-1-9…… 155

S-8 *Milica Živković, Anina Glumac, Miroslav Marjanović* - ANALIZA AEROELASTIČNOG FENOMENA ODVAJANJA VRTLOGA KOD REFLEKTORSKOG STUBA PRIMENOM EVROKODA 1…….. 163

S-9 *Mila Mladenović, Ivica Vićovac* - RAZVOJ DIGITALNIH ALATA ZA AUTOMATIZACIJU PROCESA PROJEKTOVANJA KONSTRUKCIJA… 173

S-10 *Martina Jurak, Josip Atalić, Mario Uroš, Marija Demšić* - IZAZOVI OCJENJIVANJA POTRESNE OTPORNOSTI POSTOJEĆIH ZGRADA…. 183

S-11 *Nemanja Krtinić, Matija Gams, Marko Marinković* - REGRESIONI PREDIKTIVNI MODELI ZA DIMENZIONISANJE VERTIKALNIH SERKLAŽA U ZIDOVIMA UOKVIRENIM SERKLAŽIMA…… 191

S-12 *Đorđe Jocković, Marko Marinković* - REKONSTRUKCIJA ZIDANE KONSTRUKCIJE HOTELA: ASPEKTI SEIZMIČKOG PRORAČUNA I MERA OJAČANJA…….. 201

S-13 *Mirko Vojinović, Plaćeno* - EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA ANALIZA DINAMIČKOG PONAŠANJA ŽELJEZNIČKOG VIJADUKTA 211

S-14 *Božidar Furundžić* - NADZOR NAD RUŠENJEM ČELIČNE HALE: SLUČAJ HALE KONVERTORA I RAFINACIJE TOPIONICE U BORU… 221

S-15 *Dragan Majkić* - BROADWAY SUBWAY PROJECT, VANCOUVER – MODULARNI SISTEM PRIVREMENIH KONSTRUKCIJA ZA DUBOKE URBANE ISKOPE……..... 231

S-16 *Goran Radeka, Branko Ilić, Slaviša Antešević, Andjela Gligić, Miodrag Đurđević, Dušan Arsić, Jelena Cvetković* - PROJEKTOVANJE, IZVOĐENJE I ISPITIVANJE ČELIČNOG VODOTORNJA ZA FABRIKU AUTO-DELOVA “MINAL” U ŠAPCU……... 239

S-17 *Slobodan Jaćović, Li Xin, Danijel Kukaras, Elvir Kajević, Etényi Zalán, Jovana Vujičić, Mirjana Mandić, Vule Ristić, Mihajlo Milenković* - UKLANJANJE GLAVNOG RASPONA SUPERSTRUKTURE STAROG SAVSKOG MOSTA-PROJEKTANTSKI I IZVOĐAČKI ASPEKTI……. 246

S-18 *Slobodan Jaćović, Li Xin, Danijel Kukaras, Elvir Kajević, Zlatko Marković, Jiang Wei, Jovana Vujičić, Mirjana Mandić, Vule Ristić, Mihajlo Milenković* - NOVI SAVSKI MOST-IZVOĐENJE ČELIČNE SUPERSTRUKTURE MOSTA-PROJEKTANTSKI I IZVOĐAČKI ASPEKTI……. 256

S-19 *Nebojša Antonijević* - TE "KOSTOLAC B", BLOK B3, GPO – KOTLARNICA, PRORAČUN KONSTRUKCIJE I TEMELJA, SEIZMIČKI PRORAČUN……. 266

S-20 *Vladimir Trajković, Luka Kilibarda, Aleksandra Kilibarda, Ivana Leposavić* - PROJEKAT KONSTRUKCIJE OBJEKATA KAMPUSA OBRAZOVNIH USTANOVA – ŠKOLA I VRTIĆ, BW PLOT 11B……. 276

S-21 *Nikola Baša, Mladen Ulićević, Marko Božović, Stefan Kandić* - PROJEKAT MOSTA ZETA NA DIONICI SMOKOVAC-TOLOŠI – OBILAZNICA OKO PODGORICE……... 286

S-22 *Faris Trešnjo, Salko Kulukčija, Esad Žuškić, Mustafa Humo, Enida Mališević* - ISTRAŽIVAČKI I KONZERVATORSKO-RESTAURATORSKI RADOVI NA STAROM GRADU BJELAJ……. 296

S-23 *Nenad Krstivojević* - SANACIJA I REKONSTRUKCIJA STAROG KONAKA MANASTIRA BOGOVAĐA (SAZIDANOG 1858)……. 306

S-24 *Boško Stevanović, Marija Todorović, Vedran Carević, Tijana Jovović* - SANACIJA RIMSKE KUĆE I TURSKOG HAMAMA U OKVIRU TVRĐAVE GOLUBAČKI GRAD……... 314

S-25 *Ivana Vujović* - PROCENA POSTOJEĆEG STANJA TBM TUNELSKE OBLOGE KAO OSNOVA ZA DONOŠENJE PROJEKTANTSKE ODLUKE – STUDIJA SLUČAJA TUNELA VRAČAR……. 322

S-26 *Nikola Uzunov, Ivan Ignjatović* - EFEKTI PRIMENE PROIZVODA ZA SANACIJU I ZAŠTITU AB KONSTRUKCIJA NA KARBONATIZACIONU OTPORNOST BETONA…… 331

S-27 *Teodora Stanoev, Iva Mrdaković, Maja Tatić* - ALATI ZA UNAPREĐENJE PROJEKTOVANJA U REVITU…….. 339

E-1 *Maja Ranisavljević, Jelena Dobrić, Isidora Jakovljević* - VIERENDEEL BEHAVIOUR OF BEAMS WITH SINUSOIDAL WEB OPENINGS…… 347

E-2 *Marko Božović, Matija Zejak, Srđan Janković* - COMPARATIVE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES ACCORDING TO FIRST AND SECOND GENERATION EUROCODE 8……. 354

E-3 *Predrag Popović, Dunja Vla* - PERIODIC INSPECTIONS OF EXISTING STRUCTURES IN USA……... 364

E-4 *Bojan Milošević, Žarko Petrović, Vladimir Mandić* - METHODS FOR DETERMINING MASONRY COMPRESSIVE STRENGTH: FROM EXPERIMENTS TO AI APPROACHES……. 374

E-5 *Nađa Simović, Ivan Glišović, Marija Todorović* - DESIGN MODEL FOR CLT PANELS REINFORCED WITH GFRP BARS……... 384

E-6 *Kristina Kostadinović Vranešević, Ulf Winkelmann, Rüdiger Höffer, Anina Glumac* - WIND TUNNEL STUDY OF WIND-INDUCED LOADING ON AN ISOLATED SOLAR PANEL……. 392

E-7 *Petar Subotić, Mladen Muhadinović, Biljana Šćepanović, Duško Lučić* - TORSION AND WARPING CONSTANT FOR STEEL I BEAMS WITH BATTEN PLATES…… 400

E-8 *Marija Nefovska-Danilović, Vitomir Racić, Marija Milojević, Marko Popović, Radovan Cvetković, Miroslav Marjanović* - MODAL TESTING AND VIBRATION MEASUREMENTS OF A FULL-SCALE CLT FLOOR 410

E-9 *Anja Glogovac, Milivoje Rogač* - INFLUENCE OF LOADING BLOCK BOUNDARY CONDITIONS ON THE RESISTANCE OF I-GIRDERS…... 416

E-10 *Sofia Žugić, Milivoje Rogač* - HAUNCH EFFECT ON STEEL FRAME ULTIMATE CAPACITY UNDER LATERAL LOADING…… 426

E-11 *Radovan Perić, Tanja Perčić, Miloš Milić, Dragan Manojlović* - IMPROVEMENT OF AN ANALYTICAL MODEL FOR DETERMINING THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF TIMBER-STEEL CONNECTIONS WITH DOWEL-TYPE FASTENERS……. 436

E-12 *Amina Hajdarević, Martin Vild, Filip Ljubinković, Luís Simões da Silva* - COMPARISON AND TUNING OF MACHINE LEARNING MODELS FOR COLUMN WEB PANEL IN TRANSVERSE COMPRESSION…… 448

E-13 *Svetislav Popović, Marina Rakočević, Olga Mijušković* - A CAD-BASED REFINED ZIG-ZAG THEORY FINITE ELEMENT FRAMEWORK USING GMSH SOFTWARE…… 458

E-14 *Nikola Mirković, Uroš Mirković* - QUANTITATIVE ANALYSIS OF ADDITIONAL TEMPERATURE STRESSES IN CONTINUOUSLY WELDED RAILS: INFLUENCE OF BRIDGE EXPANSION LENGTH…... 468

E-15 *Miloš Jočković, Marija Milojević, Dušan Martinović, Nenad Fric, Miroslav Marjanović* - AUTOMATIZATION OF STRUCTURAL DESIGN OF ANEMOMETRIC GUYED MASTS USING SAP2000 MATLAB OAPI….. 477

E-16 *Uroš Mirković, Nikola Mirković, Vladan Kuzmanović* - NUMERICAL THERMAL ANALYSIS OF WIND TURBINE FOUNDATIONS WITH A FORCED CONCRETE COOLING SYSTEM……. 485

E-17 *Ivana Karadžić* - MACHINE LEARNING-BASED PREDICTION OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH FOR STRUCTURAL ENGINEERING APPLICATIONS……... 495

E-18 *Jelena Nikolić, Nikola Tošić, Juan Murcia-Delso, Svetlana Kostić* - DATA–DRIVEN FINITE ELEMENT MODELLING OF STUB RECYCLED AGGREGATE CONCRETE-FILLED STEEL TUBE COLUMNS…… 505

E-19 *Tanja Perčić, Đorđe Jovanović, Drago Žarković, Dragan Manojlović* - EFFECT OF RESISTANCE CRITERIA ON IMPERFECTION SENSITIVITY ASSESSMENT IN GNIA ANALYSIS…….. 513

E-20 *Ivana Veličković, Milivoje Rogač* - NONLINEAR ANALYSIS OF (UN)BRACED STEEL FRAMES SUBJECTED TO HORIZONTAL LOAD 525

E-21 *Lidija Babić, Nikola Stošić, Radomir Folić* - INFLUENCE OF STOREY NUMBER AND NUMBER OF BAYS ON THE STRUCTURAL RESPONSE OF FRAME SYSTEMS……... 535

E-22 *Svetlana Kostić, Milan Bursać, Jelena Nikolić, Nikola Tošić* - POST-FIRE AXIAL CAPACITY OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMNS……... 545

E-23 *Radmila Sinđić Grebović, Mina Grebović* - NUMERICAL ANALYSIS OF A NON-SLENDER HIGH-STRENGTH CONCRETE BEAM USING ABAQUS……... 551

E-24 *Anđelija Ilić, Andrija Zorić, Radovan Cvetković, Marija Spasojević Šurdilović, Dragan Zlatkov* - SEISMIC ANALYSIS OF A TYPICAL FRAME OF A PREFABRICATED MULTI-STOREY CLT BUILDING….. 561

E-25 *Jovan Starčević, Marko Marinković* - SEISMIC ANALYSIS OF A DAMAGED RC TUNNEL FORM BUILDING IN TÜRKIYE……... 570

E-26 *Marko Marinković, Zoran Stojadinović, Miloš Kovačević, Mladen Nikolić, Dejan Marinković, Đorđe Nedeljković, Zoran Pucanović, Filip Đorđević, Marija Ivanović, Nevena Simić* - DEVELOPMENT OF FRAMEWORK FOR ASSESSMENT OF LOSSES AFTER EARTHQUAKE AS A FUNCTION OF QUICK RECOVERY – RELAR PROJECT…….. 580

E-27 *Damjan Srebro, Ivan Nackov, Saša Popović, Mario Rossato, Marija Filipović, Vladimir Nenezić, Mitar Tošković* - CHALLENGES OF STRUCTURAL DESIGN IN SEISMIC REGIONS: EXAMPLES FROM TWO CASE STUDIES……. 590

E-28 *Aleksandra Simović, Ana Francisca Santos, Hélder D. Craveiro, Aldina Santiago* - DEMOUNTABLE COMPOSITE FLOOR SYSTEMS: A STATE-OF-THE-ART REVIEW……. 600

E-29 *Isidora Jakovljević, Jelena Dobrić, Nina Gluhović, Milan Spremić, Aljoša Filipović* - RECLAIMED BEAM LENGTH ADJUSTMENT VIA INNOVATIVE AND TRADITIONAL STRUCTURAL JOINT SOLUTIONS……. 610

E-30 *Nina Gluhović, Milan Spremić, Isidora Jakovljević, Aljoša Filipović, Jelena Dobrić* - DEMOUNTABLE COLUMN BASE FOR REUSABLE MOMENT-RESISTING STEEL FRAMES…….. 621

E-31 *Neda Janković, Filip Ljubinković, Jorge Conde, Luís Simões da Silva* - TOWARDS CIRCULAR CONSTRUCTION: CONCEPTS AND EVALUATION OF CONNECT4C MOMENT-RESISTING JOINTS…… 631

E-32 *Matija Bošković, Marko Marinković* - PRECAST INFILLED FRAMES: CIRCULAR SOLUTION FOR SEISMIC-RESILIENT BUILDINGS…… 641

E-33 *Milica Vidović, Jelena Carević, Ivan Milićević* - REUSE OF PRECAST CONCRETE ELEMENTS: REVIEW AND EXPERIMENTAL CASE STUDY…….. 651

E-34 *Aleksandar Pujović, Tiana Milović, Anka Starčev-Ćurčin* - DURABILITY AND RELATED PROPERTIES OF CEMENT-BASED COMPOSITES CONTAINING CERAMIC WASTE TILE POWDER…… 662

E-35 *Stefan Mitrović, Ivan Ignjatović* - BEHAVIOUR OF 3D-PRINTED CONCRETE WALLS UNDER LATERAL LOADING: LITERATURE REVIEW…… 672

E-36 *Vladan Pantić, Slobodan Šupić, Mirjana Malešev, Vlastimir Radonjanin* - SHEAR STRENGTH OF SUSTAINABLE MASONRY MORTARS INCORPORATING CERAMIC WASTE POWDER…….. 681

E-37 *Dženisa Šaini, Ricardo Branco, David Andrade, Mariela Mendez-Morales, João Pedro Martins, Luís Simões da Silva* - ON DED-ARC HYBRID TRANSITIONAL JOINTS IN STRUCTURAL APPLICATIONS…….. 689

E-38 *Serhat Fidan, Miroslava Kavgić, Jelena Carević* - PARTICLE SIZE AND DENSITY EFFECTS ON HEMP–LIME REINFORCEMENT EFFICIENCY…… 699

E-39 *Dušan Grdić, Nenad Ristić, Mehmet Emiroğlu, Zoran Grdić, Gordana Topličić - Ćurčić* - REDUCING CARBON EMISSIONS THROUGH CIRCULAR USE OF WASTE GLASS IN CEMENTITIOUS MATERIALS 707

E-40 *Ehsan Kiana, Aleksandar Radević* - EVALUATION OF THE MECHANICAL PERFORMANCE OF FOAMED CONCRETE USING THE SPECIFIC COMPRESSIVE STRENGTH-TO-DRY DENSITY RATIO…… 715

E-41 *Kosmas Sideris, Panagiota Manita* - LONG TERM DURABILITY OF CONCRETES PREPARED WITH CRYSTALLINE ADMIXTURES…… 723

E-42 *Aleksa Milićević, Filip Ljubinković, Ana Francisca Santos, Luís Simões da Silva* - ARTIFICIAL INTELLIGENCE IN STEEL STRUCTURES: METHODS, APPLICATIONS AND PERSPECTIVES ON JOINT BEHAVIOUR…… 733

E-43 *Novak Novaković, Milan Pandrc* - DESIGN OF NEW REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE OVER THE ĐETINJA RIVER…… 744

E-44 *Aleksandar Petrović, Liang Qian, Milica Udovičić, Jelena Petković, Zorana Petojević* - IMPACT OF CHANGING EXECUTION CONDITIONS ON CONSTRUCTION SCHEDULE AND ACCELERATION MEASURES: THE OLD SAVA BRIDGE DISMANTLING CASE STUDY……. 755

E-45 *Ivana Bulajić, Aleksandar Savić* - STRENGTHENING AND WATERPROOFING SOLUTIONS FOR BELGRADE RAILWAY TUNNELS: CASE STUDY……... 765

E-46 *Marija Vitanova, Goran Jekic* - APPLICATION OF THE JAPANESE JBDPA METHODOLOGY FOR THE SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING RC BUILDINGS…… 775

E-47 *Goran Milutinović, Rade Hajdin* - ACCOMPANYING TRAFFIC LOAD MODEL FOR OVERWEIGHT VEHICLES IN REPUBLIC OF SERBIA….. 783

E-48 *Ivana Tadić, Rade Hajdin* - PROBABILISTIC ASSESSMENT OF AN EXISTING REINFORCED CONCRETE BRIDGE……. 793

E-49 *Meri Cvetkovska, Milica Jovanoska Mitrevska* - POST-FIRE ASSESSMENT AND REPAIR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES: DAMAGE EVALUATION AND STRUCTURAL REHABILITATION…… 803

E-50 *Matthieu Guesdon, Nicolas Fabry, Patrick Ladret, Miodrag Stanković* - FULL REPLACEMENT OF STAY CABLE SYSTEM: STATE OF THE ART PRACTICES, DEDICATED METHODS, MODERN SYSTEM INTEGRATION, AND RISK MITIGATION……... 813

E-51 *Alain Huynh-Tuong, Jean-Roch Lucas, Miodrag Stanković* - REHABILITATION OF THE A36 WARREN-TYPE VIADUCT……... 823

E-52 *Darko Živković, Predrag Blagojević, Jelena Bijeljić, Nemanja Marković, Aleksandar Šutanovac* - STRUCTURAL ASSESSMENT AND RETROFITTING MEASURES FOR REINFORCED CONCRETE STADIUM STANDS……. 829

E-53 *Aleksandar Radević, Dragan Nikolić, Marko Marinković* - TESTING OF MASONRY WALLS FOR STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT AND MASONRY STRUCTURE DESIGN…….. 838

E-54 *Predrag Popović, James P. Donnelly, Dunja Vla, Timothy A. Gregor, Kenneth P. Marley, Tracy R. Naso* - REHABILITATION OF O'HARE INTERNATIONAL AIRPORT PARKING STRUCTURE…….. 848

E-55 *Bojan Milošević, Borivoje Kostadinović, Aleksandar Šotić, Dušan Turina, Vanja Panić* - OVERVIEW OF SCHOOL BUILDING CONDITIONS IN RURAL AREAS – LAZAREVAC MUNICIPALITY…….. 857

E-56 *Novak Joksimović, Ksenija Micić, Miloš Marjanović* - NUMERICAL MODELLING OF TUNNELS IN BLOCK-IN-MATRIX FORMATIONS…. 866

E-57 *Sanja Jocković, Nikola Obradović, Mladen Ćosić, Nenad Šušić* - IMPACT OF SOIL REPLACEMENT ON ROAD EMBANKMENT SETTLEMENT... 873

E-58 *Veljko Pujević, Nikola Obradović, Miloš Marjanović, Sanja Jocković, Nikola Tošić* - REPRESENTATIVE MODULUS OF SUBGRADE REACTION FOR STRUCTURAL DESIGN OF INDUSTRIAL FLOOR SLABS – A CALIBRATION-BASED APPROACH…… 880

E-59 *Stanko Ćorić, Zoran Perović* - THE ROLE OF CIVIL ENGINEERS IN BUILDING ENERGY PERFORMANCE CERTIFICATION……. 888

E-60 *Aleksandar Đorđević, Nenad Stojković, Biljana Matejević-Nikolić, Nikola Velimirović, Jelena Dimitrijević, Lazar Živković* - THE ROLE OF FINANCING AVAILABILITY AND TIMING IN CONSTRUCTION PROJECT PERFORMANCE…… 895

E-61 *Mihailo Ostojić, Miloš Kneževič* - AI-BASED FINANCIAL RISK AND COST PREDICTION FRAMEWORK FOR CONSTRUCTION EXPERIMENTS: A CASE STUDY OF STEEL HALL ASSEMBLY……. 905

E-62 *Božidar Furundžić* - STATIC TENSILE FACTORY ACCEPTANCE TESTING OF THE OVM.ST15-47 PARALLEL-STRAND HANGER SYSTEM FOR THE NEW SAVA BRIDGE IN BELGRADE, SERBIA……. 919

E-63 *Jovan Despotović, Zoran Mišković, Aleksandar Đukić, Branislav Babić, Ognjen Govedarica, Jasna Plavšić* - OPERATION AND MAINTENANCE OF BRIDGE DRAINAGE SYSTEMS ALONG THE SAVA RIVER IN BELGRADE……... 937

Dobitnici priznanja DGKS
za životno delo u građevinskom konstrukterstvu

ASES Awards
for lifetime achievement

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU PROFESORU EMERITUSU DR DRAGANU BUĐEVCU, DIPL. INŽ. GRAĐ.

BIOGRAFSKI PODACI

Dr Dragan Buđevac, diplomirani građevinski inženjer, profesor emeritus Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu rođen je u Kragujevcu 03. jula 1954. godine. Osnovnu školu i gimnaziju završio je u Beogradu. Diplomirao je 1980. godine, magistar tehničkih nauka je postao 1985. godine, a doktorsku disertaciju odbranio je 1990. godine na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu. Za magistarski rad i doktorsku disertaciju, obe iz oblasti čeličnih konstrukcija, dobio je nagrade od strane Privredne komore grada Beograda.

Na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu zaposlen je od 1980. godine. Punih 38 godina radnog staža bio je u potpunosti posvećen radu sa studentima i stvaranju veoma kompetentnog nastavnog podmlatka. Bio je prvi doktor nauka iz oblasti metalnih konstrukcija nakon 27 godina na Građevinskom fakultetu u Beogradu. Dok profesor Buđevac nije preuzeo katedru za metalne konstrukcije, situacija na predmetima iz oblasti metalnih konstrukcija je bila kritična, jer cela disciplina metalnih konstrukcija i metalnih mostova nije imala nastavnike. Bila su samo tri asistenta, a sada na katedri postoje dva redovna profesora, jedan vanredni profesor, četiri docenta i 1 asistent - student doktorskih studija. Profesor Buđevac je svojim posvećenim naučnim, stručnim i pedagoškim radom dao izuzetan doprinos u obrazovanju generacija studenata i građevinskih inženjera i razvoju i afirmaciji građevinske struke, a posebno metalnih konstrukcija. Na redovnim i na poslediplomskim studijama predavao je predmete iz oblasti metalnih konstrukcija, metalnih konstrukcija u zgradarstvu, specijalnih metalnih konstrukcija i metalnih mostova. Bio je mentor pri izradi više od 300 diplomskih radova, 8 magistarskih teza i 5 doktorskih disertacija.

Svojim višegodišnjim aktivnim učešćem u nastavi, ali i ličnim primerom, originalnim i savestnim pristupom u nastavi. projektovanju i izgradnji brojnih značajnih objekata, kao i angažovanjem u opštoj stručnoj i društvenoj praksi Dragan Buđevac je dao izuzetan doprinos razvoju nastave na Građevinskom fakultetu u Beogradu. Pored kreativne i inovativne nastave na predmetima iz oblasti metalnih konstrukcija i mostova uložio je izuzetan trud na okupljanju i podsticanju mladih kolega i saradnika na ozbiljan i sistematičan rad u naučnoistraživačkom i stručnom radu. Takođe je svojim dobrim vezama sa firmama iz privrede obezbedio dodatna finansijska sredstva za finansiranje eksperimentalnih istraživanja studenata doktorskih studija. Na zasluge profesora Buđevca direktno ukazuju uspesi njegovih studenata i saradnika koji danas u zemlji i u inostranstvu postižu vrhunske rezultate, kako u naučno-istraživačkom radu, pedagoškom radu tako i u struci.

Rukovodeći investicijama u velikim srpskim kompanijama u prvih dvadeset godina ovoga veka maksimalno se trudio da podigne na viši nivo nove građevinske firme koje su nastale posle gašenja svih velikih jugoslovenskih firmi tokom ratnih godina i sankcija. Uspevao je da dodeli poslove novoj srpskoj građevinskoj operativi uz permanentno edukovanje i savetovanje u

uvođenju savremene tehnologije, mehanizacije, opreme i materijala sa čijom primenom se susretao pri obilasku gradilištima u Evropi i Bliskom istoku.

Doprinos afirmaciji građevinske struke, a pogotovu oblasti metalnih konstrukcija i Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu profesor Buđevac je ostvario kroz stalnu javnu delatnost i brojne društvene aktivnosti usmerene na unapređenje profesije i univerziteta: učešćem u javnim debatama, promocijama knjiga, radio i televizijskim emisijama i intervjuima o popularizaciji građevinarstva, kao i povremenim publikovanjem tekstova u dnevnim novinama, magazinima i popularnim časopisima. Kroz predavanja na drugim fakultetima i univerzitetima u regionu dao je važan doprinos uspostavljanju međuuniverzitetske razmene i saradnje. U toku svoje karijere zajedno sa saradnicima sa katedre ostvario je uspešnu saradnju sa većim brojem inostranih univerziteta: Luleå University of Technology, Sweden, Department of Civil, Environmental and Natural Resources; Delft University of Technology, The Netherlands, Department of Engineering Structures; Bauhaus-Universität Weimar, Germany, Faculty of Civil Engineering; Brno University of Technology.

Dr Dragan Buđevac posebno se angažovao na pisanju literature koja se koristi u nastavi i u inženjerskoj praksi iz oblasti metalnih konstrukcija. Autor je ili koautor 7 udžbenika, 5 monografija, 4 zbirke zadataka i 6 prevoda. Koautor je sa B. Zarićem i B. Stipanićem sledećih zbirki zadataka: **"Praktikum iz čeličnih konstrukcija"** (205 strana), **"Čelične konstrukcije"** (413 strana) i **"Čelične konstrukcije u građevinarstvu"** (930 strana), a sa B. Stipanićem **"Praktikuma iz čeličnih mostova"** (168 strana). Knjiga **"Čelične konstrukcije u zgradarstvu"** na 528 strana obrađuje materiju koja se predaje na istoimenom predmetu i obrađuje principe proračuna i konstruisanja industrijskih hala i skladišta, spratnih zgrada i nadogradnji. Kao koautor, sa B. Stipanićem, u udžbeniku **"Čelični mostovi"** na 595 strana kroz 9 poglavlja izložena je problematika projektovanja i izvođenja železničkih, drumskih, pešačkih i industrijskih mostova. Knjiga **"Metalne konstrukcije" - Osnove proračuna i konstruisanja** na 704 strane kroz četiri poglavlja tretira osnove proračuna i konstruisanja, spojna sredstva, proračun i konstrisanje nastavaka i veza i proračun i konstruisanje nosećih elemenata čeličnih konstrukcija. Drugi deo ove knjige **"Metalne konstrukcije" - Specijalna poglavlja i tehnologija izrade** na 346 strana obrađuje: konstrukcije od aluminijumskih legura, konstrukcije od hladno oblikovanih profila, spregnute konstrukcije, prethodno napregnute konstrukcije, zaštitu od korozije i požara i Evrokod 3. Najnovija knjiga je publikovana 2023. godine sa koautorima Jelenom Dobrić i Ninom Gluhović pod naslovom **"Čelične konstrukcije u zgradarstvu - Opšta pravila za projektovanje prema SRPS EN standardima i nacionalnim prilozima" .** Autor je pojedinih poglavlja u više monografija i jedan od autora monografije **"Sistem upravljanja mostovima - tehnički, organizacioni i ekonomski aspekti održavanja, sanacija i ojačanja"** koja obrađuje aktuelnu problematiku upravljanja izgrađenim mostovima. Značajan rad se ogleda i u pionirskom angažovanju na prevođenju i publikovanju delova Evrokoda 3. Ovaj rad nagrađen je od strane Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera kao najbolje ostvarenje u oblasti nauke i tehnologije za 1996.-1997. godinu. Takođe je bio recenzent više monografija, zbirki zadataka i udžbenika.

Bio je deset godina tehnički i generalni direktor firme "DELTA INVEST" koja posluje u okviru kompanije "DELTA HOLDING". Učestvovao je u rukovođenju investicionom izgradnjom u kompanijama "ZEPTER International" i "PINK International". Bio je tehnički direktor engleske firme "MACE" i direktor razvoja firme "Deneza M" iz Beograda. Trenutno je direktor i vlasnik firme DB Design&Construction. Bio je viši naučni savetnik u Institutu "IMS" iz Beograda, član upravnih odbora Holding kompanije "Ratko Mitrović", preduzeća "Medifarm Inženjering" i MPP "Palilula", obe iz Beograda, član Stručnog saveta kompanije "METAL" iz Beograda i Naučnog veća Instituta IMK "14. OKTOBAR " iz Kruševca. Bio je predsednik Odbora direktora preduzeća "Mašinoprojekt KOPRING" iz Beograda.

Bio je ili je član sledećih naučnih i stručnih organizacija: Društva građevinskih konstruktera Srbije, Društva za unapređenje zavarivanja u Srbiji, Komisije u Društvu inženjera i tehničara Srbije za polaganje stručnih ispita, International Association for Bridge and Structural Engineering – IABSE i Council on Tall Buildings and Urban Habitat - CTBUH . Bio je predstavnik Jugoslavije u Evropskoj konvenciji za čelične konstrukcije - ECCS. Bio je predsednik Komisije Instituta za standardizaciju Srbije iz oblasti nosećih konstrukcija od čelika i aluminijuma. Bio je član predsedništva Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera. Takođe je bio član Republičke građevinske revizione komisije za stručnu kontrolu tehničke dokumentacije za izgradnju objekata od značaja za Republiku. Zaslužni je član Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera. Osnivač je i član Udruženja inženjera konsultanata Srbije.

NAUČNO ISTRAŽIVAČKA DELATNOST

Publikovani radovi dr Dragana Buđevca, proistekli su iz njegovog naučno-istraživačkog rada, iz obimnog stručnog rada, kao i rada na nizu studija iz oblasti ponašanja čeličnih konstrukcija i utvrđivanja uzroka njihovog oštećenja. Većina objavljenih radova ima za cilj primenu u aktuelnim problemima projektovanja i građenja čeličnih konstrukcija. U magistarskom radu kandidat je dao iscrpnu analizu statičkih i konstrukcijskih sistema spratnih zgrada sa nosećom čeličnom konstrukcijom. Takođe je sprovedena tehno-ekonomska analiza različitih sistema spratnih zgrada u svim stadijumima - planiranju, statičkom tretmanu i konstrukcijskom oblikovanju radi izbora optimalne konstrukcije za različite projektne uslove. Ovaj rad pripada aktuelnoj, ali u našoj zemlji nedovoljno istraženoj naučnoj oblasti. U svojoj doktorskoj disertaciji, a na osnovu sopstvenih obimnih eksperimentalno - teorijskih rezultata ispitivanja, dao je originalan metod za proračun rožnjača od hladno oblikovanih profila za dva savremena konstrukcijska sistema (kontinualni nosači sa podvezicom i sa preklapanjem). U okviru disertacije, izvršena su, takođe i obimna eksperimentalna ispitivanja uticaja tehnologije proizvodnje hladno oblikovanih profila na mehaničke karakteristike osnovnog čeličnog materijala za čelike proizvedene u našim čeličanama. Takođe je predložen i analitički izraz koji definiše pomenuti fenomen.

Objavio je 63 rada u naučnim časopisima međunarodnog i nacionalnog značaja. Na domaćim i međunarodnim naučnim i stručnim kongresima, simpozijumima, skupovima i objavio je 144 rada. U bazi Web of Science ima više od 200 citata. Hiršov indeks iznosi 4. Iz velikog broja publikovanih radova, može se izvršiti grupisanje nekoliko osnovnih užih oblasti koje su predmet interesovanja kandidata. Tu, pre svega, spadaju oblast proračuna i konstruisanja konstrukcija od hladno oblikovanih profila, spregnutih konstrukcija, spojnih sredstava, vatrootpornosti čeličnih konstrukcija, aluminijumskih konstrukcija, primene čeličnih konstrukcija u zgradarstvu, optimizacije konstrukcija i Evrokoda 3. Veliki broj radova je u vezi sa nekim iskustvima u projektovanju i građenju inženjerijski veoma značajnih objekata, kao i o sanacijama i rekonstrukcijama. Učestvovao je i bio rukovodilac većeg broja strateških naučno istraživačkih i tehnoloških projekata u okviru programa istraživanja Ministarstva za nauku i tehnologiju Republike Srbije.

STRUČNA DELATNOST

Osim naučnog i nastavnog rada, značajan deo aktivnosti prof. dr Dragana Buđevca predstavlja projektovanje, ekspertsko-konsultantsko ili revidentsko učešće u projektovanju, građenju, rekonstrukcijama ili sanacijama. Projektovao je više od 200, a učestvovao u izvođenju više od 600 različitih objekata. Projektovao je različite vrste konstrukcija kao što su: industrijske hale, poslovne i stambene zgrade, hoteli, šoping molovi, auto centri, pozorišta, hangari, sportske dvorane, garaže, mostovi, dimnjaci, silosi, bunkeri, antenski stubovi, stubovi dalekovoda, vodotornjevi, bageri itd. Najznačajniji objekti u čijem projektovanju je učestvovao su: Poslovno sportski centar u Tuzli – Bosna i Hercegovina, niz specijalnih vojnih objekata u Iraku i Alžiru, hala pilane i iverice u Novokuznjecku - Ruska federacija, zgrada "ZEPTER"-a u Beogradu,

poljoprivredni objekti u Kazahstanu, hangar u Zrenjaninu, sportska dvorana u Čačku, Nova opera u Moskvi – Ruska federacija, sportski kompleks u Sočiju - Ruska federacija, poslovna zgrada "ZEPTER"-a u Varšavi - Poljska, hladna valjaonica u Smederevu, most za cevovod preko Dunava-Ade-Dunavca, proizvodne hale "EMIR-GOŠA" u Smederevskoj Palanci, veliki broj antenskih stubova za mobilnu telefoniju u Srbiji i u Republici Srpskoj, auto centar "DELTA M" u Beogradu, 60 "MAXI " supermarketa u Srbiji i Crnoj Gori, poslovna zgrada "UniCredit Bank" u Rajićevoj ulici u Beogradu, tržni centar "Delta City" u Beogradu, tržni centar "Gostinski dvor" u Hanti Mansisku – Ruska federacija, Pošta u Hanti Mansisku – Ruska federacija, fabrika vode "MIONI" u Mionici, Auto centar "Honda" u Beogradu, šest objekta "TEMPO" Cash&Carry, dva u Beogradu, Novom Sadu, Nišu, Kraljevu i Čačku, poslovni objekti kinematografske delatnosti sa 8 filmskih studija "PINK International" u Šimanovcima, rekonstrukcije fabrike automobila FAS u Kragujevcu, pijaca u Bloku 44, atletska dvorana u Beogradu, itd. Učestvocvao je u izradi 9 studija, 13 ekspertiza, 129 revizija projekata i rukovodio izgradnjom više od 100 objekata. Za najveći broj svojih objekata dr Dragan Buđevac je učestvovao u prijemu konstrukcije u radionici i nadzoru na montaži.

Poslednjih dvadeset godina svoje karijere osim projektovanja počinje da se bavi project managementom, odnosno rukovođenjem procesom projektovanja i procesom izgradnje značajnih objekata u Republici Srbiji i u regionu. Najznačajniji objekti čijom izgradnjom je rukovodio su: poslovna zgrada "ZEPTER"-a u Beogradu, oko 100 "MAXI " supermarketa u Srbiji i Crnoj Gori, zgrada "PINK" televizije u Beogradu, poslovna zgrada "DELTA HOLDING"-a u Bloku 20 u Beogradu, poslovna zgrada "DELTA SPORT"-a, tržni centar "Delta City" u Beogradu, 4 skladišta "Parking servisa" u Bloku 53 u Beogradu, fabrika vode "MIONI" u Mionici , auto centar "Honda" u Beogradu, osam objekta "TEMPO" Cash&Carry tržni centar "Delta City " u Podgorici-Crna Gora, naselje "Belville" za potrebe Univerzijade 2009. u Bloku 67 u Beogradu (16 objekata sa 266.000m^2), auto centar "BMW" i "MINI" u Beogradu, rekonstrukcije fabrike automobila FAS u Kragujevcu, Hotel&Spa Stara planina, fabrika "SIKA" u Šimanovcima, stambeno poslovni kompleks SOUL 64 u Beogradu, industrijske hale NESTLE u Surčinu, fabrika Berry Callebo u Novom Sadu, poslovna zgrada „Milenijum tim“ u Beogradu, logistički centri „LOGISTAR“ i „VGP“ itd.

O međunarodnom ugledu profesora Buđevca svedoći više od 50 objekata realizovanih u Evropi, Aziji i Africi (Rusija, Poljska, Grčka, Francuska, Irak, Kuvajt, Kazahstan, Libija, itd.). Dobio je prestižnu nagradu BPB International Trophy 2006. za najbolji objekat sa tehničkim inovacijama za poslovnu zgradu Deta Sporta. Iste godine je od strane italijanskog stručnog časopisa "Materija" uvršten u 50 največih graditelja. Bio je predstavnik Jugoslavije u European Convention for Constructional Steelwork Technical Commitee TC7 "ThinWalled Cold-Formed Sheet" i Technical Working Group TWG 7.5 "Practiced Inprovement of Design Procedure".

Učestvovao je na više javnih konkursa za idejna rešenja različitih građevinskih objekata i dobio četiri prve nagrade (Inhalatorijum u Soko banji , poslovna zgrada "ZEPTER"-a i hotel "PALAS" u Banja Luci, idejno saobraćajno rešenje saobraćajnice unutrašnjeg magistralnog poluprstena (UMP) sa idejnim arhitektonsko-urbanističkim rešenjem leve i desne zone unutar koridora UMP-a u Beogradu), jednu drugu (drumski most preko Nišave u Nišu) , jednu treću (rekonstrukcija aerodromske zgrade aerodroma "Nikola Tesla" u Beogradu) i dva otkupa (most preko moreuza Verige u Bokokotorskom zalivu i rekonstrukcija Kalenić pijace u Beogradu).

NAGRADE I PRIZNANJA

1. Nagrada Privredne komore Beograda za najbolje magistarske teze odbranjene u školskoj 1985/86. godini
2. Nagrada Privredne komore Beograda za najbolje doktorske disertacije odbranjene u školskoj
   1989/90. godini
3. Nagrada Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera (JDGK) za najbolje ostvarenje u
   Oblasti nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu za 1996 i 1997. godinu kao rukovodiocu podprojekta EC3 u okviru Strateškog - tehnološkog projekta "Uvođenje Evrokodova za konstrukcije u građevinskom konstrukterstvu Srbije"
4. Nagrada Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera (JDGK) za najbolje ostvarenje u oblasti nauke i tehnologije u građevinskom konstrukterstvu za 1998 i 1999. godinu kao autoru monografije "Metalne konstrukcije"
5. Nagrada Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera (JDGK) za konstrukciju poslovne zgrade Zepter International u Varšavi kao najboljeg ostvarenja u oblasti građevinskog konstrukterstva Jugoslavije za 2000 i 2001. godinu
6. Nagrada BPB International Trophy 2006. za najbolji enterijer na svetu sa tehničkim inovacijama za poslovnu zgradu Deta Sporta
7. Menadžer 2007. godine iz oblasti građevinarstva proglašen od strane Privrednih novinara Srbije
8. Priznanje Društva građevinskih konstruktera Srbije za najbolje stručno ostvarenje u građevinskom konstrukterstvu Srbije za 2014. i 2015. Godinu za projekat atletske dvorane „General Jovan Mišković“ u Beogradu
9. Zaslužni član Jugoslovenskog društva građevinskih konstruktera za dugogodišnji rad i izvanredne zasluge u ostvarivanju ciljeva i zadataka društva 2004.
10. Specijalna plaketa Građevinskog fakulteta povodom 175 godina Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu 2021.

FOTOGRAFIJE IZABRANIH REFERENCI GLAVNIH PROJEKATA

Sportska dvorana MEJDAN Tuzla

Hangar Ecka Zrenjanin

Baterija silosa za kukuruz Kazahstan

Antenski stubovi Kopaonik i Tornik

Hala pilane i iverice Novokuznjeck, Ruska federacija

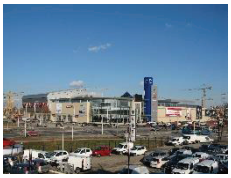
Theater New Opera Moscow

Jugoslovensko dramsko pozorište

HVB banka Beograd

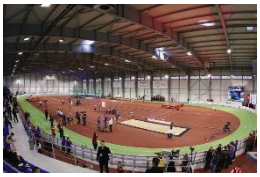
PFI Studios Simanovci

Poslovni objekat ZEPTER Varsava



Delta City Beograd

Gostilni dvor Hanti Mansisk Ruska federacija



Atletska dvorana u Beogradu

Fabrika vode MIONI Mionica

Auto salon BMW & Mini Beograd

Pijaca Blok 44 Beograd

FOTOGRAFIJE IZABRANIH REFERENCI IZVEDENIH OBJEKATA NA KOJIMA JE VODIO RUKOVOĐENJE IZGRADNJOM

Poslovna žgrada Delta Holdinga

Naselje Belville Blok 63 Beograd

Delta City Podgorica

,

Hotel Stara Planina

Fabrika Barry Callebaut Novi Sad

Fabričke hale FAS Kragujevac

Nestle Surčin kompleks

Štamparija Publikum

Logistički centar LOGISTAR

Logistički centar VGP Park One Dobanovci

Fabrika Baumit Aranđelovac

TEMPO Beograd Blok 53

Retail park Kraljevo

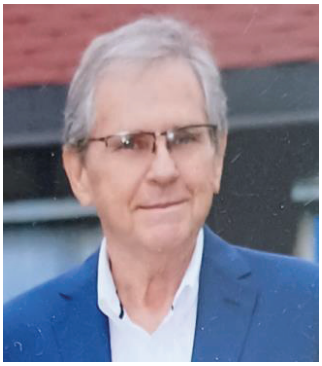
Retail park Niš

Delta park Kragujevac

Stambeni kompleks SOUL 64 Beograd

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU ALEKSANDRU TRAJKOVIĆU, DIPL.INŽ.GRAĐ.

OSNOVNI BIOGRAFSKI PODACI



Aleksandar Trajković rođen je u Nišu 30. juna 1949. godine u Beogradu je završio osnovnu školu i gimnaziju (V beogradska gimnazija). Studirao je na Građevinskom fakultetu u Beogradu. Diplomirao je 1974. godine na konstruktivnom odseku, smer betonske konstrukcije. Zaposlio se u Energoprojektu, gde je radio sve do 1989. Godine. Potom je godinu dana proveo u Mašinoprojektu, a zatim je formirao svoj projektni biro u kome radi i danas.

KARIJERA I REFERENCE

Karijeru je započeo u Energoprojektu, Hidroinženjering, u sektoru za projektovanje nasutih brana. Ovde je prošao kompletan put kroz geotehničke istražne i laboratorijske radove, kao i kroz projektovanje i izvođenje nasutih brana. Posebno je važna brana Lazići i Đerdap 3, brana Pesača, reverzibilna hidroelektrana.

Zatim je radio u sektoru projektovanja betonskih brana i pratećih objekata kao deo projektantskog timan projekti su na objektima koji su izvedeni u Iraku.

Sledeće je bilo projektovanje industrijskih objekata širom Jugoslavije i van nje (sektor Industrija i termotehnika). Na velikom broju projekata je bio odgovorni projektant i nosilac poslova projektovanja. Najznačajniji i tehnološki najzahtevniji objekat je fabrika sintetičkog kaučuka u Elemiru, u saradnji sa firmom Lurgi. Važno je i učešće u projektima vezanim za proizvodnju eksploziva (projekat MIO Libija u saradnji sa Energoinvestom).

Zatim sledi projektovanje arhitektonskih objekata (sektor Arhitektura i urbanizam). Ovde je učestovao u više velikih projekata, kao odgovorni projektant konstrukcija, koje je ovaj deo Energoprojekta radio po celom svetu.

Zatim prelazi u Mašinoprojekt radi izrade projekta konstrukcije Centra međunarodne trgovine 2 u Moskvi.

Nakon završetka ovog projekta formira svoj pojektni biro. Značajna faza u ovome je saradnja sa prof.dr. Savom Vukelićem. Projektni biro i danas funkcioniše pod nazivom SAM projekt biro doo. Biro se bavi projektovanjem i nadzorom na izgradnji svih vrsta objekata i konstrukcija.

Trajković je od početka rada bio usmeren ka praćenju najnovijih dešavanja u svetu konstrukcija. Deo rada je praćenje razvoja softvera. Jednu fazu toga je iskusio u saradnji sa prof. dr. Milanom Maksimovićem u projektovanju nasutih brana, posebno na izradi programa za analize stabilnosti nasutih brana.

Drugi važan korak je projektovanje betonskih brana. U osnovne principe projektovanja usmerio ga je Tričko Tričković (projektant brane Mratinje i dr.), a zatim, u saradnji sa Milanom Tričkovićem, kreće korišćenje metode konačnih elemenata u prostornim strukturama betonskih brana.

Istovremeno sa ovim razvija softvere za projektovanje konstrukcija. Njegov softver za projektovanje prostornih konstrukcija bio je dostupan u više desetina biroa širom Jugoslavije. Primer toga je i kontrola konstrukcije, na poziv Projektanta dvorane Zetra u Sarajevu, čeličnog krovnog nosača raspona 110.0 m. Navedenim softverima kontrolisana je konstrukcija po teoriji drugog reda. Proračunski parametri su se poklopili sa in situ merenjima.

Važan detalj vezan za softvere je saradnja sa prof. dr. Savom Vukelićem. Profesor je osmislio proračune površinskih nosača koji se zamenjuju štapastim elementima. Ovakva zamena je omogućila efikasno projektovanje objekata društvenog standarada velikih raspona i trajala je, u njegovoj praksi, do aktiviranja sada aktuelnih softvera. Navedenom metodom su obrađene i dugotrajne deformacije betona, sa posebnim osvrtom na učešću pritisnute armature. Zavisno od načina formiranja proračunskog modela profesorovo rešenje je bilo vrlo blisko teorisjkim rešenjima.

Važno je napomenuti analizu konstrukcije hrama Svetog Save u Beogradu. Analiza je urađena na osnovu zahteva revizione komisije, a direktno se kontaktiralo sa akademikom prof.dr. Nikolom Hajdinom kao kontrolorom našeg rada. Analiza je rađena softverom SAP2000 na kompletnom prostornom modelu. Rezultati analize su prikazali i pokazali uzroke nekih nedostataka na konstrukciji hrama.

Tokom projektantske karijere Trajković je sarađivao sa dr.arh. Peđom Ristićem i sa njime uradio projekte konstrukcija više crkava u zemlji i van nje, kao i nadzore na izgradnji velikog broja hramova.

Posebno se ističe aktivnost na projektima zaštite iskopa temeljnih jama i specijalnim fundiranjima, uz napomenu da se zaštite iskopa i konstrukcije objekata rade integralno sa jednim odgovornim projektantom.

Osim nekoliko članaka u časopisu Izgradnja nije objavljivao svoje radove. Objekti koje je projektovao nalaze se u više stručnih aplikacija.

Važnije reference

Prvo zaposlenje u Energoprojektu, 15 godina

-Nasuta brana Lazići (projektant brane)

-Nasuta brana Đerdap 3 (projektant brane)

-Nasuta brana Aslantaš u Turskoj

-Betonska brana Hadita u Iraku

-Fabrika sintetičkog kaučuka u Elemiru kod Zrenjanina

-Flotacija zlata, pirita i molibdena u Majdanpeku

-Više industrijskih objekata u Boru

-Fabrika aluminijuma u Podgorici, faza 3

-Projekat MIO Libija, proizvodnja baruta, 1000 objekata, vođa projekta

-Projekat 1100 Irak (tri vojne baze)

-Ministarski kompleks u Harareu

Drugo zaposlenje u Mašinoprojektu, godinu dana

-Centar međunarodne trgovine u Moskvi

-Više projekata fundiranja i zaštita iskopa temeljnih jama

Od 1990. privatni projektni biro (SAM projekt biro d.o.o.)

-"Olimpc bowling centre" u Moskvi (50.000 m2, konzola 25 m, sprega betona i čelika)
-Teniski kompleks u Tjumenu (80.000 m2)
-Aviv park u Beogradu (26.000 m2)
-Aviv park u Zrenjaninu (26.000 m2)
-BIG Šabac, tržni centar (32.000 m2)
-Stambeno-poslovni kompleks David Pajić, druga faza
-Poslovni objekat ugao Bulevara Kralja Aleksandrai i Goldsvortijeve, četri podzemne etaže
-Hotel Hilton, četri podzemne etaže
-Poslovno-stambeni objekat u Dobračinoj 8 u Beogradu, četri podzemne etaže
-Poslovno-stambeni kompleks "Okruglica" u Bulevaru Kralja Aleksandra, ukopavanje 17.0 m
-Ada Mol, tržni centar, u saradnji sa CMS biroom
-Tržni centar u Rajićevoj ulici, sa Mašinoprojektom, odgovorni projektant
-Vinarija Toplički vinogradi, 9.500 m2, ukopana 4 nivo po 5.0 m visine, kupola prečnika 32.5 m
-Vinarija Cilić, Jagodina
-Poslovni objekat na uglu Vasine i Pariske ulice, četri podzemna nivoa (Novkol)
-Hoteli Vip Casa i Harizma, Zlatibor
-Poslovno stambeni kompleks u ulici Mirka Sandića
-Pijaca u bloku 44
-Poslovno stambeni objekat u Dunavskoj ulici, u izgradnji (82.000 m2)
-Stambeni kompleks u Bulevaru Kralja Aleksandra u izgradnji (32.000 m2)
-Hram Hristovog vaskrsenja u Podgorici -
-Više desetina verskih objekata (crkava) u saradnji sa arh. P Ristićem

PRIKAZ NEKIH OD REFERENTNIH OBJEKATA

Stambeno poslovni centar Forum, Bulevar K. Aleksandra, Ustanička

Olimpic bowling centre, Moskva

Ada Mall (tehnologija izvođenja, zaštita iskopa, deo konstrukcije sa CMS biroom)

Merkur, Bežanija, montažna betonska i čelična konstrukcija

Winer štediše, Novi Beograd

Poslovno komercijalni centar, Tjumen, Rusija

Vinarija Toplički vinogradi, kraj Prokuplja, 4 ukopana nivoa po 5.0 m, centralna kupola prečnika 32.50 m, 9500.0 m^2

Hotel Hilton

Ugao Goslvordijeve i Bulevar KA

Teniski komleks, Tjumen, Rusija, osnova po 100x100m, kroz 3, 4 i 5 sprat dva teniska terena sa tribinam, iznad toga tehnički prostori, iznad spa centri i teniski tereni na krovu, 3200 šipova

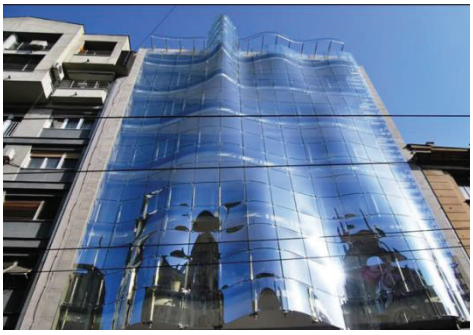
Komercijalni objekat, Tverska ulica, Moskva

Fudbalski stadion u Brčkom

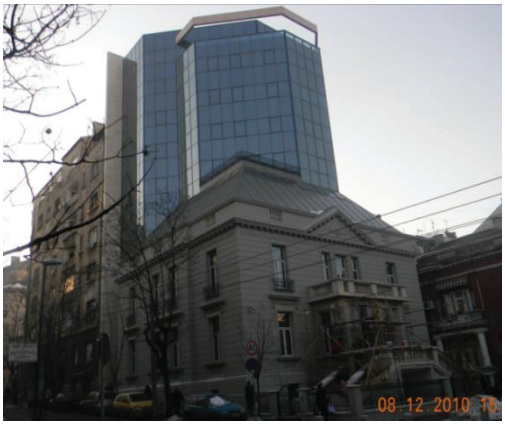
Pijaca u bloku 44 u Beogradi, rasponi 16.0+42.0+16.0 m

Tržni centar u Rajićevoj ulici, odgovorni projekat sa ekipom iz Mašinoprojekta

Tržni centar BIG u Šapcu



Dobračina 8, Beograd, četri podzemna nivoa



Ugao Dobračine i Simine, Vukobrat

Saborni Hram Hristovog Vaskrsenja u Podgorici, arh, P Ristić, u saradnji sa ing. S. Vugdelićem

Crkva Hrista Spasitelja, Ub

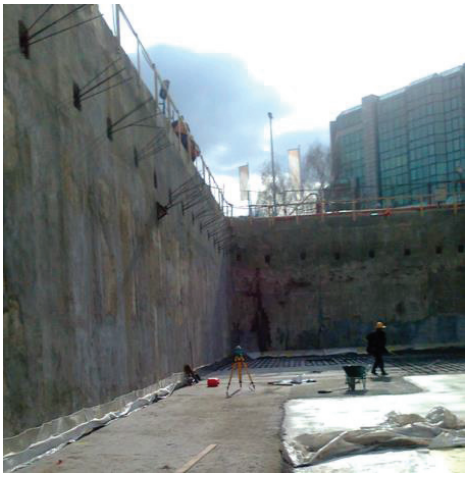
Crkva u Tularima

Zaštite iskopa

Jedna od jama kod Hrama Sv Save

Aviv park, Zvezdara, faza izgradnje i razupiranja

Faza top-down za Hotel Hilton,
četri podzemna nivoa



Primena geotehničkih sidara

Olimpic Bowling centre, Moskva

Dobitnici priznanja DGKS
za najbolja naučna ostvarenja u 2024. i 2025. godini

ASES Awards
for best scientific achievements in 2024 and 2025

ДГКС ASES | P-1
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026106M

Ivan Milićević[1]

DEMOUNTABLE CONNECTIONS WITH MECHANICAL COUPLERS LOADED IN SHEAR AND TENSION

Summary: This paper presents the main aspects of a comprehensive study of demountable steel-precast concrete connections consisting of a demountable bolt and embedded mechanical coupler with a rebar anchor. The study included experimental and numerical analysis of the connection under pure tension, pure shear, and combined shear and tension loading. The research was conducted at the University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering and published in the PhD thesis "Demountable connections between steel and reinforced concrete elements with mechanical couplers under combined shear and tension loads". The distance between the connector and the concrete edge, connector diameter, and concrete strength were examined as the main parameters affecting the failure modes, load-displacement behaviour and corresponding resistance of the connection. The results presented in this paper should contribute to the better understanding of the connection behaviour and design implications.

Keywords: demountable connections, couplers, rebar anchors, combined shear and tension

DEMONTAŽNI SPOJEVI SA MEHANIČKIM SPOJNICAMA OPTEREĆENI NA SMICANJE I ZATEZANJE

Rezime: U ovom radu prikazani su najznačajni apsekti opsežnog istraživanja demontažnih spojeva čeličnih i prefabrikovanih betonskih elemenata koji su ostvareni pomoću demontažnog zavrtnja i ubetonirane mehaničke spojnice sa armaturnim ankerom. Istraživanje je obuhvatilo eksperimentalnu i numeričku analizu razmatranog spoja pri dejstvu sile zatezanja, pri dejstvu sile smicanja, kao i pri kombinovanom dejstvu sila smicanja i zatezanja. Istraživanje je sprovedeno na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu i objavljeno je u doktorskoj disertaciji „Demontažni spojevi čeličnih i armiranobetonskih elemenata sa mehaničkim spojnicama pri interakciji smicanja i zatezanja". Kao glavni parametri koji utiču na vid loma, ponašanje i odgovarajuću nosivost spoja analizirani su rastojanje konektora od ivice betona, prečnik konektora i čvrstoća betona. Prikazani rezultati treba da doprinosu boljem razumevanju ponašanja ovakvih spojeva i najvažnijih aspekata njihovog proračuna.

Ključne reči: demontažni spojevi, mehanička spojnica, armaturni anker, interakcija smicanja i zatezanja

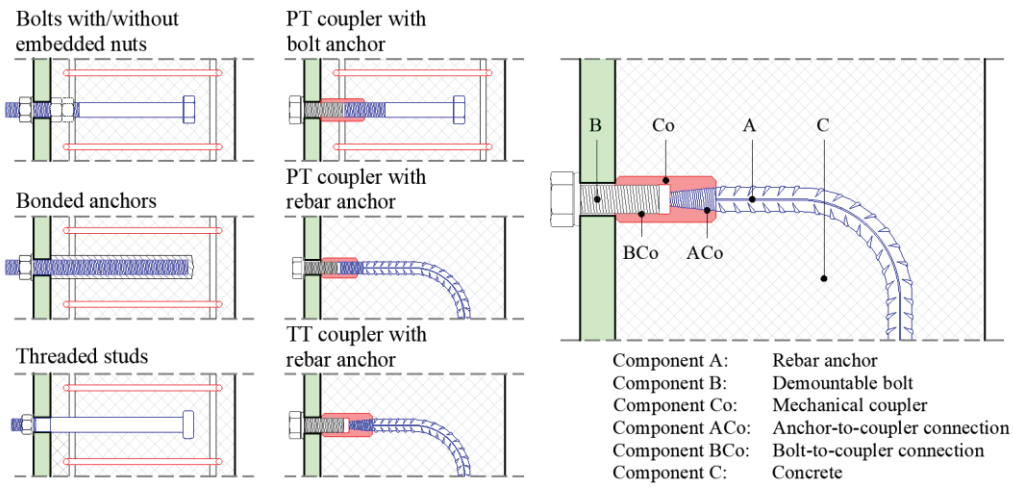
[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Republic of Serbia, ivanm@imk.grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Composite and mixed steel–concrete structures have become widely used in modern construction practice due to efficient use of steel and concrete, as well as the reduced construction time and costs of office buildings, parking garages, bridges, etc. In recent years, the construction industry has been focused on sustainable design and the circular economy. Structural steel is fully recyclable, while prefabricated reinforced concrete (RC) elements contribute to lower carbon emissions, reduced construction waste, shorter construction periods, and improved overall sustainability [1], [2]. To further enhance the reuse potential of these structures at the end of their service life, the Design for Disassembly (DfD) has become an important design consideration [3].

The disassembly and reuse of structural components can be enabled with the use of demountable connectors, which provide an alternative to conventional welded headed studs that cannot be dismantled. In this regard, the main challenge is to develop demountable connections that maintain adequate structural performance while allowing the repeated reuse of steel and concrete components as well as the connection itself [4]. Figure 1(a) presents some of the most widely investigated types of traditional demountable connectors, such as bolts with or without embedded nuts, post-installed bonded anchors, and threaded studs. Although the application of aforementioned connectors can enable disassembly and reuse of steel elements, the possibility of reuse or replacement of other components of the connection is limited. The limitations occur due to the fact that traditional connectors cannot be replaced and a risk of physical damage of the exterior part of connector during the assembly, building service life and disassembly of structural elements.

New generation of bolted connectors with mechanical coupler are shown in Figure 1(b). This type of connector consists of a mechanical coupler embedded in a RC element, anchored by an embedded bolt anchor or rebar anchor. Mechanical couplers can have either parallel threads (PT) or taper threads (TT) used for connection with the anchor. The steel element is connected to the RC element by screwing the demountable bolt into the embedded coupler.



(a) Traditional demountable connectors

(b) Demountable connectors with mechanical coupler

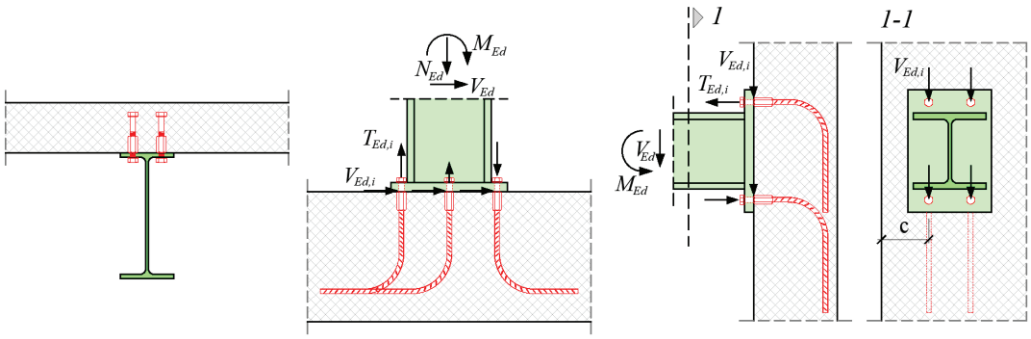
(c) Connection components for bolted connector with mechanical coupler and rebar anchor

Figure 1: Demountable connectors for steel-concrete connections

These connectors can be easily disassembled, which could improve the sustainability of steel-concrete structures. In addition, mechanical couplers provide a flat surface of the RC element at the location of the connection, making assembly and disassembly easier compared to the

traditional solutions for demountable connections. Finally, the possibility of reuse of all connection components can be assured if the "weakest" component of the connector is the demountable bolt [5].

Over the past few decades, the connectors with mechanical couplers have been primarily used in construction practice for connections in steel-concrete composite and mixed structures, as shown in Figure 2. In composite beams, with relatively small depth of concrete slab, the connectors with embedded anchor bolts are most commonly used (see Figure 2(a)). In this type of connections, the connectors are mainly loaded in longitudinal shear. In contrast, for the steel column-to-foundation joints, or steel beam-to-RC wall/column joints, the connectors with rebar anchors are the typical choice of structural engineers, as shown in Figures 2(b)-2(c). Depending on the layout of the joint, the connectors are loaded in combined tension and shear loads, with various combination of these loads. The latest research is also focused on the demountable precast frame structures, in which bolted connectors with mechanical coupler and rebar anchor are used in beam-to-column joints and column-to-foundation joints [6]. However, since the connections are usually highly overdesigned, no detailed consideration was paid to the actual behaviour of the connectors under arbitrary loads. Furthermore, the current European standard EN 1992-4:2018 [7] does not define the rules nor recommendations for the design of this type of connections.



(a) Steel-concrete composite beam

(b) Steel column-to-RC foundation joint

(c) Steel beam-to-RC wall (or RC column) joints

Figure 2: The application of demountable connectors with mechanical couplers in steel-concrete composite and mixed structures

Over the last 15 years, the research conducted by several research groups was focused on the behaviour of single connectors with different configurations, under pure shear load or pure tension load. Yang et al. [8] have investigated shear behaviour of bolted connectors with PT mechanical coupler and bolt anchor in push-out tests (see Figure 1(b)). All specimens failed due to shear failure of demountable bolt. After testing of one specimen series, authors reused RC elements to assemble additional specimen which practically had the same shear resistance as original specimens. Kozma et al. [4] have investigated the behaviour of the same connector type for composite beams with injected oversized bolt holes in steel element and prefabricated concrete decks, in order to improve the execution efficiency. All specimens failed due to shear failure of demountable bolt.

Milosavljević et al. [9] and Milićević et al. [10] have investigated the shear behaviour of a bolted demountable connector with a TT mechanical coupler and rebar anchor (see Figure 1(b)), through experimental and numerical push-out tests. The study was focused on connectors positioned near the concrete edge and loaded parallel to the concrete edge, representing typical steel beam-to-RC column/wall connections (see Figure 2(c)). The effects of concrete edge distance *c*, concrete strength, and connector diameter were evaluated. Concrete edge failure was observed for connectors placed close to the edge in low-strength and normal-strength concrete,

whereas bolt shear failure governed when the edge distance was sufficient. Based on the results, prediction equations for concrete edge failure resistance were proposed.

Although previous studies have established the shear behaviour of this type of the connector, its behaviour under combined shear and tension loads remains insufficiently understood. In this regard, understanding the behaviour of the connection under pure tension load is crucial. Owing to its three-component configuration (bolt, mechanical coupler, and rebar anchor), the connector exhibits more complex tensile behaviour than conventional connectors, which was examined in the preliminary tension tests on in-air specimens by Milićević et al. [11]. The "component method", which is commonly used for the analysis of joints and connections, can be extended to the local analysis of the connector under arbitrary loads, as defined in Figure 1(c). Therefore, the "weakest" component mainly governs the overall behaviour of the connection. Finally, if the rebar anchor is adequately designed, all concrete failure modes under tension load can be reduced to a minor concrete damage or even be excluded, without the need of supplementary reinforcement.

Comprehensive experimental and numerical study of the behaviour of single bolted connectors with TT mechanical coupler and rebar anchor under pure tension load, pure shear load as well as combined shear and tension loads is presented in doctoral thesis [12]. In this paper, the short overview is given and discussed, with the most important design considerations.

2. EXPERIMENTAL STUDY

Experimental study of demountable connections realised via bolted connectors with TT mechanical coupler and rebar anchor was separated divided in five phases:

- Testing of material properties of connection components;
- Testing of in-air specimens of bare connector under tension load;
- Testing of the connection under tension load in pull-out tests;
- Testing of the connection under shear load in push-out tests;
- Testing of the connection under shear and tension loads in modified push-out tests.

All experimental tests were conducted at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. Testing of in-air specimens was conducted in order to gain insight into the local behaviour of the connector under tension load, which was used as the basis for the analysis of connection behaviour examined in pull-out tests. Push-out tests were conducted with aim to expand the current database of shear resistance and overall behaviour of the connection [9], [10]. Finally, the resistance and behaviour of the connection under combined shear and tension loads was obtained from modified push-out tests, with different ratios of tension-to-shear load.

The general overview of all specimens used for the testing of the connection behaviour, as well as the specimens tested in the previous research [9], is presented in Table 1. Regarding the geometrical and material characteristics of the connection components, it can be noticed that the experimental programme included two different diameters of the connector (M20 and M16 bolts, with corresponding diameters of coupler and rebar anchor), two different concrete classes (C20/25 and C30/37), as well as two different concrete edge distances (c = 75 mm and c = 150 mm). Specimen groups A, B, C were tested in order to examine the behaviour of the connection with the influence of concrete edge distance and corresponding concrete edge failure, while specimen group D was tested in order to examine the behaviour of the connection without an effect of concrete edge. In total, 31 specimens were tested in this experimental study, with 9 specimens used from the previous study [9]. In addition, 6 in-air specimens of the bare connectors were tested, with M20 and M16 bolt diameters (3 specimens in each series).

For demountable bolts, taper-threaded mechanical couplers and rebar anchors, steel grades 8.8, C45+C and B500B were used, respectively. Built-up steel elements with steel grade S355 were used in pull-out tests, push-out tests and modified push-out tests. For push-out tests

conducted by Milosavljević et al. [9], steel section HEB 260 with steel grade S235. Details regarding testing results of material properties of connection components are given in [5], [9].

Table 1: The overview of programme for connection experimental testing

Specimen group	Tension load level	Shear load level	Bolt	Coupler	Rebar anchor	Concrete class	Concrete edge distance	Number of specimens
	T/T_u [-]	V/V_u [-]	Diameter [mm]	Diameter [mm]	Diameter [mm]		c [mm]	
A	1.00	-	M20	27	16	C20/25	75	3
	-	1.00						4
	0.25	V_1/V_u						3
	0.50	V_2/V_u						3
	0.75	V_3/V_u						3
B	1.00	-	M20	27	16	C30/37	75	2
	-	1.00						3
	0.75	V_3/V_u						1
C	1.00	-	M16	22	12	C20/25	75	3
	-	1.00						6[a)]
	0.70	V_3/V_u						3
D	-	1.0	M20	27	16	C30/37	150	1 + 3[a)]
	0.75	V_3/V_u						2

a) Test results obtained by Milosavljević et al. [9]

2.1. THE BEHAVIOUR OF DEMOUNTABLE CONNECTORS AND CONNECTION UNDER PURE TENSION LOADS

As stated before, experimental testing under tension loads was conducted in two phases. Firstly, the behaviour of bare connectors was conducted in order to obtain detail insight into the behaviour of each component of the connector, as well as the behaviour and tension resistance of the connector as a whole. The testing was conducted by using tensile testing machine, as presented in Figure 3.

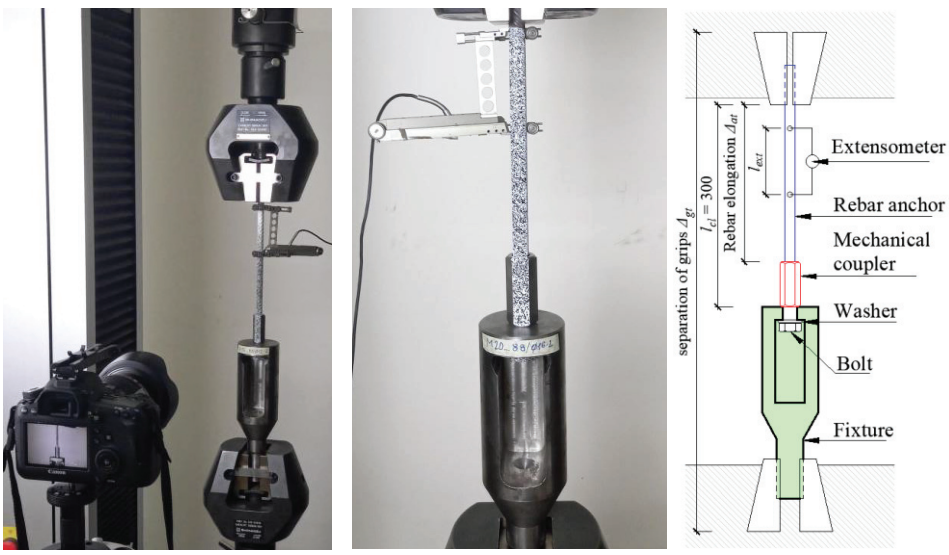
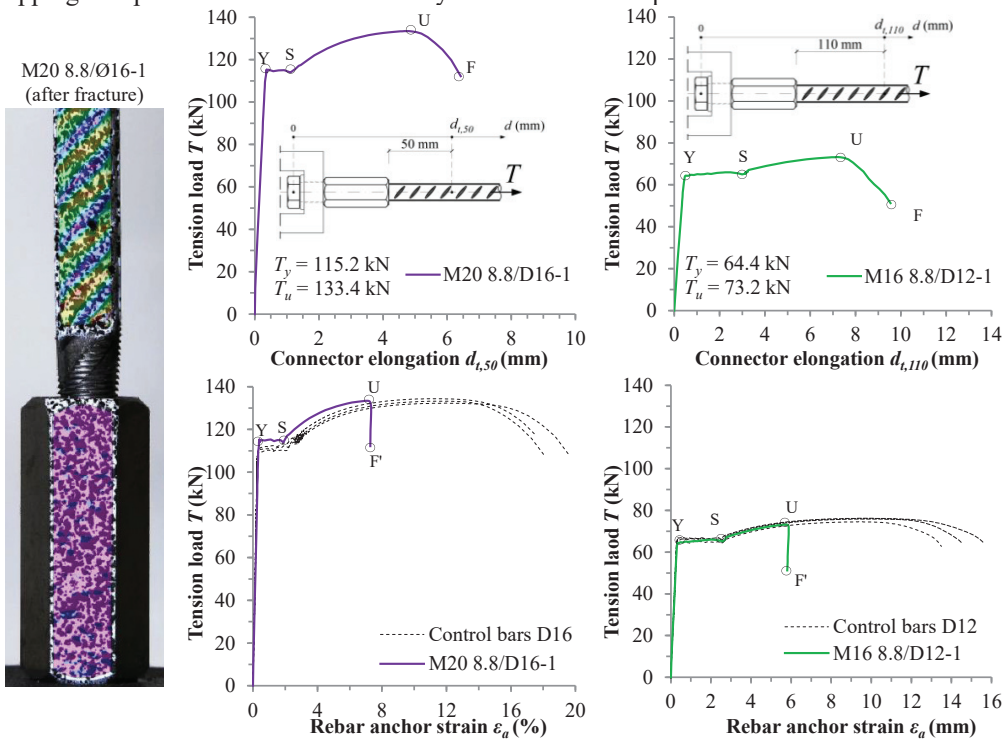


Figure 3: The layout of in-air specimens used for testing bare connectors under tension load

Testing machine provided the measurement of tension force T and separation of grips Δ_{gt}, while the elongation of the rebar anchor and corresponding strains ε_a were measured by an extensometer with a gauge length l_{ext} = 100 mm. The local deformations, strain localization and fracture of connector parts at the axis of the connector were measured using Digital Image Correlation (DIC) method. All details regarding preparation of specimens, testing and measurement procedures, can be found in [5], [11].

The test results for characteristic specimens of connectors with bolt diameters M20 and M16 are presented in Figure 4. All specimens failed due to stripping of taper threads at the end of rebar anchor, with relatively small strains in mechanical coupler and demountable bolt, as shown in Figure 4(a). The overall behaviour of the connector was governed by the behaviour of rebar anchor up to the ultimate load, as shown in Figures 4(b) and 4(c). The presented results indicate that yield load T_y (point "Y") and ultimate load T_u (point "U") are similar to the corresponding resistances of controlled bars. After the attainment of ultimate load, the overall elongation of the connector increased (part U-F), while the strains in rebar anchors did not increase (part U-F'). This effect was attributed to the slip between rebar anchor and mechanical coupler, due to stripping of taper threads. Bolts were easily removed from couplers.



(a) Failure mode (b) Connector with M20 bolt (c) Connector with M16 bolt

Figure 4: Experimental testing results for in-air specimens

In the second phase, the testing of the connection with the connectors embedded in precast RC elements was conducted. The schematical layout of tested specimens is presented in Figure 5. Test specimens were assembled from one built-up steel element connected to precast RC element, by connecting demountable bolt to the embedded mechanical coupler and rebar anchor. The dimensions of RC elements and reinforcement detailing were similar to the specimen layout used for push-out tests by Milosavljević et al. [9]. Although two connectors were placed in one RC element, the pull-out testing was done on only one connector at the time. It is important to note that the shape and dimensions of rebar anchors are determined based on the required anchorage length and mandrel diameter according to EN 1992-1-1:2004 [13].

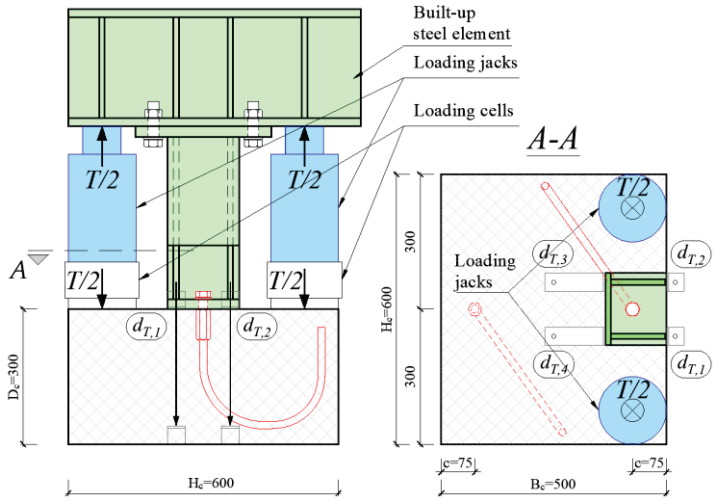
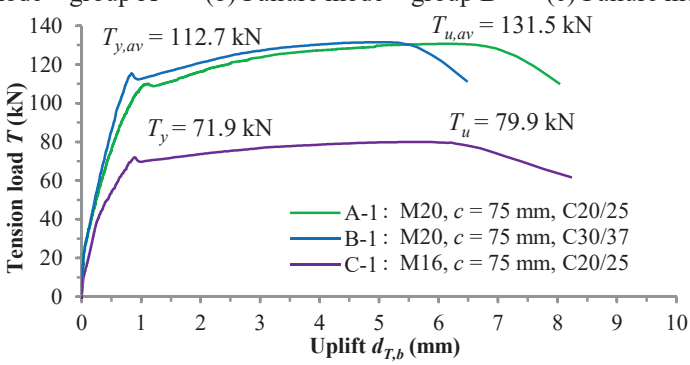


Figure 5: The layout of pull-out specimens used for testing the connection under tension load

After the specimens were assembled, two loading jacks were placed between steel element and RC element, as shown in Figure 5. Loading Two loading cells were placed at the bottom of loading jacks in order to continually measure the applied tension load. During the testing of all specimens, measuring of displacements was done with four LVDTs (linear variable differential transducers). The uplift of steel element from RC element was measured, resulting in values $d_{T,1}$-$d_{T,4}$. Based on the measured values and the location of LVTDs in plan (section A-A in Figure 5), the uplift at the location of the bolt $d_{T,b}$ was obtained. Test results for characteristic specimens are presented in Figure 6.

(a) Failure mode – group A (b) Failure mode – group B (c) Failure mode – group C



(d) Load-uplift curves

Figure 6: Experimental testing results for pull-out specimens

From the presented results, it can be noticed that the failure mode of the connection examined in pull-out tests is the same as obtained from in-air tests, i.e., the failure occurs due to stripping failure of rebar-to-coupler connection realised by taper threading. As a result, the mechanical couplers were pulled out of the RC element (see Figures 6(a)-6(c)). Bolts were easily demounted. In case of specimens in group A, the concrete damage occurred to the largest level and extent. Single crack located at the axis of the connector occurred in all cases, after yielding of the rebar anchor. At the front (top) side of RC elements, the breakout of small concrete cone occurred, due to loss of bond between the connector and surrounding concrete. In case of group B (with higher concrete strength) and group C (with smaller connector diameter), concrete cracks did not appear on the tested specimens. Yield and tension loads obtained from pull-out tests were very similar to the yield and tension loads of corresponding in-air specimens, with differences up to 4%. In respect to the tension resistance, it can be seen that there are no significant differences between groups A and B, with the same connector diameter and different concrete strength. The reason lies in the fact that, in both cases, rebar anchors were dimensioned and shaped in a manner that prevents concrete failure modes. Therefore, under this assumption, the "weakest" component of the connection is rebar anchor, i.e., the anchor-to-coupler connection. Furthermore, it was demonstrated that the use of yield resistance of rebar $T_{y,a}$ in the design of the connections with bolted connectors with TT coupler and rebar anchor under tension load is reasonable approach. Finally, Milićević et al. [5] demonstrated that the use of lower bolt grade will lead to bolt failure.

2.2. THE BEHAVIOUR OF DEMOUNTABLE CONNECTION UNDER PURE SHEAR LOADS AND COMBINED SHEAR AND TENSION LOADS

The behaviour of the connection under pure shear load as well as combined shear and tension loads was examined through the push-out tests and modified push-out tests, respectively. In this regard, the same layout of test specimens was used, as shown in Figure 7. The specimens consisted of two precast RC elements connected by two built-up steel elements with U-shaped cross section with stiffeners. Each precast RC element had two connectors, i.e., embedded mechanical couplers with rebar anchors. In total, each specimen contained four connectors. Similar layout and reinforcement were used by Milosavljević et al. [9]. The connection was realised by inserting demountable bolts into embedded mechanical coupler. In push-out tests, the vertical load on specimens was applied through vertical jack, and thick steel plate used for equal distribution of the load to the built-up steel elements. In modified push-out tests, a set of two horizontal jacks was placed between built-up steel elements, used for the application of tension load on the connectors.

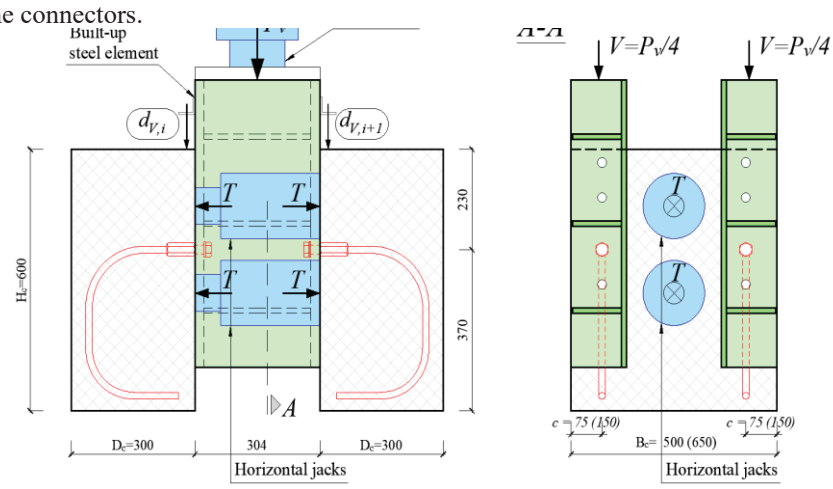
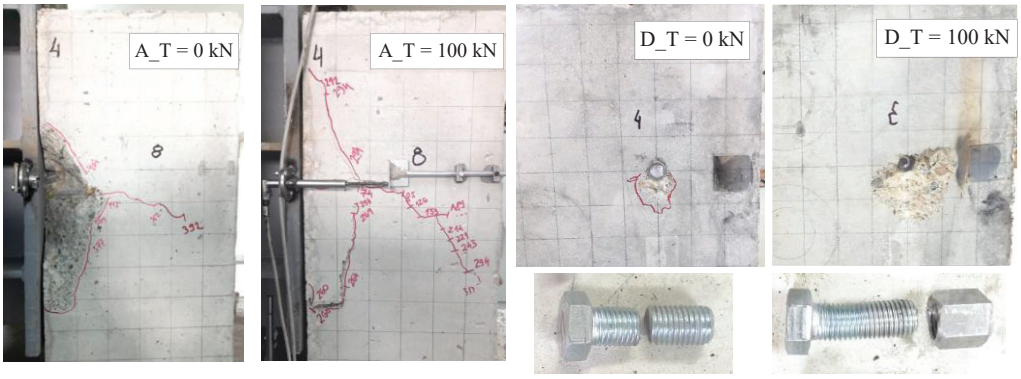


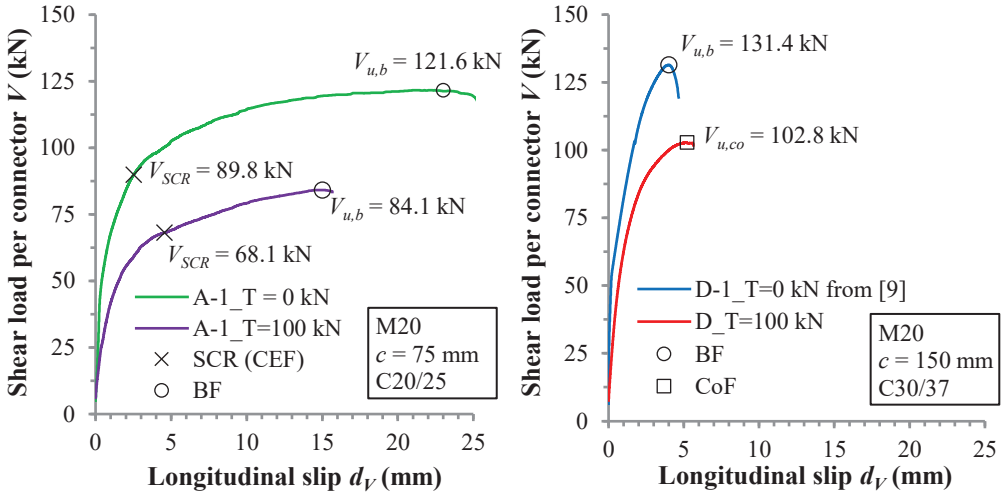
Figure 7: The layout of modified push-out specimens used for testing the connection under pure shear load and combined shear and tension loads

For investigation of shear behaviour, the vertical load in push-out tests was applied in two phases: (1) cyclic loading up to 40% of ultimate load, and (2) monotonic loading up to failure, in accordance with EN 1994-1: 2004 [14]. For investigation of the behaviour under combined loads, after application of cyclic vertical load, tension load was applied to the predetermined value in the second phase. In the third phase, tension load was kept constant, while the vertical load was applied until failure of the connection. At the location of the connectors, four LVDTs were placed in order to monitor longitudinal slip between steel and RC elements, resulting in values $d_{V,1}$-$d_{V,4}$. In addition, uplift between steel and RC elements, as well as separation of RC elements were monitored during testing (not shown in Figure 7 for simplicity reasons). In addition, concrete cracking at the sides of RC elements was monitored during testing. As presented in Figure 7, the concrete edge distance was varied by changing the total width B_c of precast RC elements, in order to achieve the concrete edge distance c = 75 mm (groups A, B and C) and c = 150 mm (group D).

The results of push-out tests and modified push-out tests, for characteristic specimens from group A and group D are presented in Figure 8. For modified push-out tests, the applied tension load was T = 100 kN ($T/T_u \approx 0.75$), which was less than yield load of the connection under pure tension load (see Figure 6). The shear load per connector was calculated as one fourth of the total vertical force, while longitudinal slip per connector was calculated as the average value of slips $d_{V,1}$-$d_{V,4}$.



(a) Failure modes – group A (b) Failure modes – group D



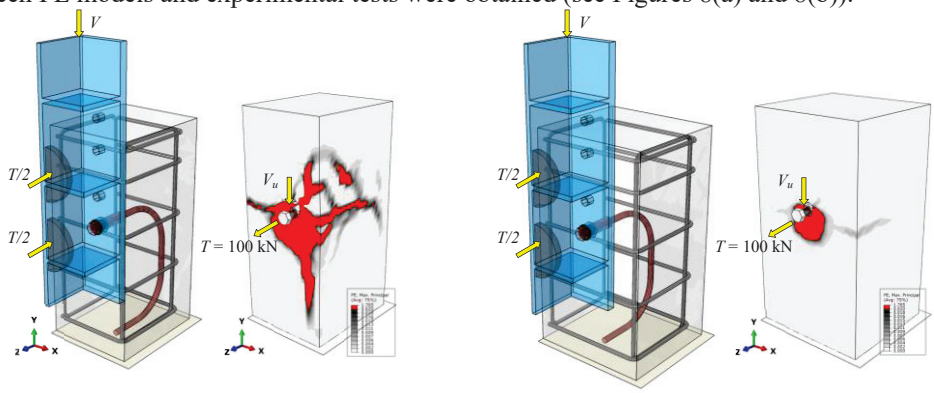
(c) Load-uplift curves – group A (d) Load-uplift curves – group D

Figure 8: Experimental testing results for push-out specimens and modified push-out specimens

The results have shown significant difference in the failure modes of the connection depending primarily on the concrete edge distance. In case of group A, the extensive concrete damage and cracking occurred, characteristic to concrete edge failure (CEF), both under pure shear load and under combined loads, as presented in Figure 8(a). Shear load V_{SCR} corresponds to the appearance of the first inclined crack at the sides of RC elements. The concrete breakout body was limited to the concrete cover depth. However, due to adequate anchorage of the connector, the connection was able to sustain further increase of shear load up to shear load $V_{u,b}$, which corresponded to the failure of demountable bolt (Figure 8(c)). Similar behaviour was observed by Milosavljević et al. [9]. The application of tension load resulted in the reduction of shear resistance, stiffness and longitudinal slip capacity. In case of group D, shear resistance and stiffness were significantly higher, with the much smaller longitudinal slip at failure (Figure 8(d)). In case of pure shear load, the failure of the connection occurred due to shear failure of the bolt, while coupler failure occurred under combined shear and tension loads, due to higher degree of concrete damage below the connector, as shown in Figure 8(b). The observed failure modes required in-depth analysis of the results in regard to the corresponding shear resistances of the connection, particularly in case of concrete failure mode and coupler failure mode.

3. NUMERICAL ANALYSIS

Extensive nonlinear finite element (FE) analysis was conducted in order to develop and calibrate FE models of push-out and modified push-out specimens based on the results of experimental study. The FE analysis was conducted using Abaqus/Explicit software [15]. Double vertical symmetry boundary conditions were applied for all specimens, as shown in Figure 9. All components of the connection were included, with corresponding material properties and boundary conditions. Detailed description of FE analysis is presented in doctoral thesis [12]. The calibration of FE models was conducted primarily based on the global failure mode (concrete edge failure or connector failure) and corresponding shar resistance, as well as shear stiffness and longitudinal slip. Overall, the difference of FE analysis results and experimental test results were up to 12% for bolt shear failure load $V_{u,b}$ and concrete edge failure load $V_{u,SCR}$. The maximum principal plastic strain distribution in concrete (PE, Max. Principal), representing concrete crack distribution, is also presented in Figure 9. In this regard, it can be concluded that good match between FE models and experimental tests were obtained (see Figures 8(a) and 8(b)).



(a) FEM_A_T=100 kN (b) FEM_D_T=100 kN

Figure 9: FE analysis of modified push-out tests – model layout and crack distribution

The FE models were used for detailed analysis of the stresses, strains and section forces in the connector components, i.e., demountable bolt, mechanical coupler and rebar anchor. The plastic strain distribution in the connector components before the failure of the connection is presented in Figure 10. In case of FEM_A_T=100 kN, it can be seen that demountable bolt and rebar anchor

exhibited high strains caused by bending with axial force, with high rotation of the connector, due concrete edge failure and large longitudinal slip. In contrast, demountable bolt and mechanical coupler exhibited large strains in case of FEM_D_T=100 kN. Due to large crushing of concrete beneath the coupler, the coupler behaved similarly to cantilever.

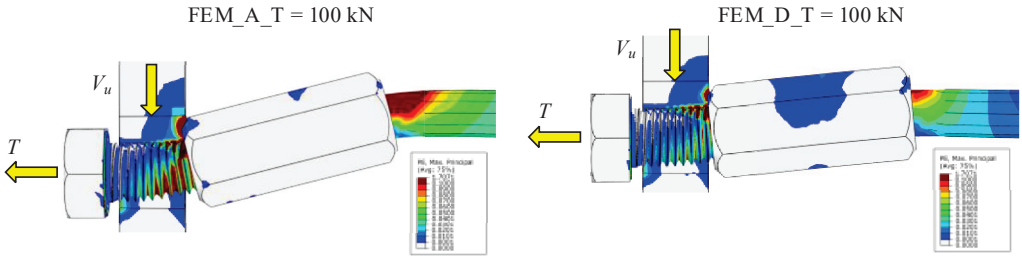


Figure 10: Plastic strain distribution in connector components

The obtained FE models were used for comprehensive numerical parametric analysis, which included the main parameters that affect the behaviour and resistance of the connection, i.e., concrete edge distance, concrete strength, the level of the applied tension load. The results of the numerical parametric study and experimental tests were used to derive new prediction models for the resistance of the connection based on the "component method" given in [12], with the aim of supplementing the existing calculation models for connection resistance in the European design standard [7].

4. CONCLUSIONS

This paper presents the overview of the comprehensive experimental and numerical study of demountable steel-concrete connections realised by demountable bolt, taper threaded mechanical coupler and rebar anchor under pure shear and pure tension loads, as well as combined shear and tension loads. The following conclusions were drawn from this investigation:

- The behaviour of bare connector under tension load strongly depends on its "weakest" component. For the analysed connector, the "weakest" component was rebar anchor, i.e., the rebar-to-coupler connection with resistance similar to the corresponding control rebar.
- By adequate dimensioning of rebar anchor, in terms of anchorage length and mandrel diameter, all concrete failure modes of the connection subjected to tension load can be prevented, which would lead to the same failure mode as bare connectors.
- The failure modes, resistance and behaviour of the connection under pure shear load strongly depends on the concrete edge distance. By increasing concrete edge distance, the failure mode shifts from concrete edge failure to bolt failure.
- Under combined shear and tension loads, the specimens with small concrete edge distance exhibited the concrete edge failure mode with the reduction of shear resistance. Specimens with large concrete edge distance exhibited coupler failure.
- The "component method" can be used for the design of the demountable connections realised by bolted connector with mechanical coupler and rebar anchor under pure tension loads, pure shear loads, and combined shear and tension loads.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported Ministry of Education, Science, and Technological Development of the Republic of Serbia for the financial support within Project 200092. The author expresses gratitude to his supervisors, Prof. Snežana Marinković and Prof. Branko Milosalvljević, for their guidance, support and constructive recommendations on this thesis.

REFERENCES

[1] World Steel Assosiation, *Steel - the permanent material in the circular economy*. available at: https://worldsteel.org/wider-sustainability/circular-economy/, accessed 1 July 2026

[2] Wong R. W. M and Loo B. P. Y. Sustainability implications of using precast concrete in construction: An in-depth project-level analysis spanning two decades, Journal of Cleaner Production, vol. 378, 134486, 2022, doi: 10.1016/j.jclepro.2022.134486.

[3] Brambilla G, Lavagna M, Vasdravellis G, Castiglioni C. A. Environmental benefits arising from demountable steel-concrete composite floor systems in buildings, Resources, Conservation and Recycling, vol. 141 (Feb. 2019), 133–142, 2019, doi: 10.1016/j.resconrec.2018.10.014.

[4] Kozma A, Odenbreit C, Braun M. V, Veljkovic M, Nijgh M. P. Push-out tests on demountable shear connectors of steel-concrete composite structures, Structures, vol. 21 (Oct. 2019), 45–54, doi: 10.1016/j.istruc.2019.05.011.

[5] Milićević I, Milosavljević B, Spremić M. Behavior of Demountable Connections with Taper Threaded Mechanical Coupler (TTC) and Rebar Anchor Under Tension Load, Buildings, vol. 15 (6), 928, 2025, https://doi.org/10.3390/buildings15060928

[6] Vidović M, Milićević I, Carević J. Demountable connections for structural concrete reusability - State of the art and future directions for reinforced concrete, Part II : precast frames, Building materials and structures, vol. 69 (2), 2600016V, 2026. https://doi.org/10.5937/GRMK2600016V

[7] EN 1992-4, EN 1992–4. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete. Brussels: Committee European for Standardization (CEN), 2018.

[8] Yang F, Liu Y, Jiang Z, Xin H. Shear performance of a novel demountable steel-concrete bolted connector under static push-out tests, Engineering Structures, vol. 160 (Dec. 2017), 133–146, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.005.

[9] Milosavljević B, Milićević I, Pavlović M, Spremić M. Static behaviour of bolted shear connectors with mechanical coupler embedded in concrete, Steel and composite structures, vol. 29 (2), 257–272, 2018, doi: 10.12989/scs.2018.29.2.257.

[10] Milićević I, Milosavljević B, Pavlović M, Spremić M. Bolted connectors with mechanical coupler embedded in concrete: Shear resistance under static load, Steel and composite structures, vol. 36 (3), 321–337, 2020, doi: 10.12989/scs.2020.36.3.321.

[11] Milićević I, Milosavljević B, Spremić M, Mandić R, Popović M. Local behaviour of the connector with mechanical coupler and rebar anchor under tension load, Building materials and structures , vol. 66 (2), 2300002M, 2023, doi: 10.5937/grmk2300002m.

[12] Milićević I. Demontažni spojevi čeličnih i armiranobetonskih elemenata sa mehaničkim spojnicama pri interakciji smicanja i zatezanja, Phd Thesis, University of Belgrade, 2024.

[13] EN 1992-1-1, Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization (CEN), 2004.

[14] EN 1994-1-1, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels: Committee European for Standardization (CEN), 2004.

[15] ABAQUS User Manual. Version 6.12. Providence, RI, USA: DS SIMULIA Corp; 2012

ДГКС ASES | P-2
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026107M

Miloš Milić[1]

AN INNOVATIVE STEEL-CLT SHEAR CONNECTOR: DEVELOPMENT AND EXPERIMENTAL-NUMERICAL INVESTIGATION

Summary: This paper presents the development of an innovative steel-cross laminated timber (steel-CLT) shear connector designed for efficient shear transfer. The structural performance and mechanical behaviour of the proposed system were comprehensively evaluated through experimental testing and numerical modelling. Push-out tests were conducted to evaluate the load-carrying capacity, stiffness, and failure modes under static loading. Additionally, a three-dimensional finite element model was developed to simulate the nonlinear response, material behaviour, and contact mechanics between the steel components and timber layers. The numerical model was validated against experimental results, showing strong agreement in terms of load-displacement behaviour and ultimate capacity. The findings demonstrate that the proposed connection achieves high strength and ductility, offering a promising solution for composite steel-timber structures.

Keywords: shear connector, steel, CLT, experimental testing, finite element analysis

INOVATIVNI MOŽDANIK ZA SPREZANJE ČELIKA I ULD-A: RAZVOJ I EKSPERIMENTALNO-NUMERIČKO ISTRAŽIVANJE

Rezime: U radu je prikazan razvoj inovativnog moždanika za sprezanje čelika i unakrsno lameliranog drveta (čelik-ULD) namenjenog efikasnom prenosu smicanja. Mehaničko ponašanje i odziv predloženog sistema sveobuhvatno su određeni putem eksperimentalnog ispitivanja i numeričkog modeliranja. Sprovedeni su testovi smicanja moždanika kako bi se ocenili nosivost, krutost i mehanizmi loma pri statičkom opterećenju. Pored toga, razvijen je trodimenzionalni model konačnih elemenata za simulaciju nelinearnog odziva, ponašanja materijala i kontaktne analize između čeličnih komponenata i slojeva drveta. Numerički model je verifikovan na osnovu eksperimentalnih rezultata, pri čemu je pokazano dobro poklapanje u pogledu ponašanja opterećenje-klizanje i granične nosivosti. Dobijeni rezultati pokazuju da predloženi moždanik ostvaruje veliku nosivost i duktilnost, predstavljajući perspektivno rešenje za primenu u spregnutim konstrukcijama od čelika i drveta.

Ključne reči: moždanik, čelik, ULD, eksperimentalno ispitivanje, MKE analiza

[1] University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Republic of Serbia, milos.milic@gaf.ni.ac.rs

1. INTRODUCTION

Contemporary trends in civil engineering increasingly direct design practice towards sustainable, environmentally friendly, and energy-efficient materials, with timber and engineered wood products taking centre stage. The development of cross-laminated timber (CLT) has represented a major breakthrough in multi-storey timber construction, enabling longer spans to be bridged and substantial loads to be sustained [1]. However, owing to the relatively low mass and limited modulus of elasticity of timber compared to steel, timber panels alone often fail to satisfy the rigorous criteria of Serviceability Limit States (SLS), such as deflections and vibrations [2]. On the other hand, steel profiles are characterised by exceptionally high tensile and compressive strength as well as a high modulus of elasticity, but are susceptible to local and global buckling issues. Combining steel and CLT into a unified composite structure produces a synergistic effect that maximally exploits the positive mechanical properties of both materials while mitigating their respective drawbacks.

Steel-CLT composite beams operate on the principle of transferring longitudinal shear forces across the contact interface between the steel section and the timber panel. The fundamental prerequisite for two distinct materials to act as a unified composite structure is the provision of a reliable and sufficiently stiff connection using mechanical fasteners – shear connectors. The mechanical behaviour of these shear connectors, quantified by their initial slip modulus K_s and ultimate load capacity F_{max}, directly governs the degree of stress redistribution across the depth of the beam cross-section and determines whether the system exhibits complete or partial composite action.

The theory of composite structures distinguishes between two boundary states of composite action:

- Rigid composite action: Characterised by negligible relative slip across the joint interface. In this case, the composite cross-section achieves maximum possible flexural stiffness, with plane sections remaining plane after deformation in accordance with the Bernoulli hypothesis.
- Flexible composite action: Occurs when shear connectors possess finite elastic compliance, leading to the development of slip between the steel and timber components. This slip induces a discontinuity in the strain distribution across the interface, thereby reducing the overall load-carrying capacity and increasing the deflection of the composite element compared to a fully composite system.

To achieve efficient steel-CLT composite action in engineering practice, shear connectors are subjected to two often contradictory requirements [3]:

- High initial slip modulus (K_s): Essential at serviceability load levels (Serviceability Limit States – SLS) to prevent interface slip, minimise deflections, and ensure a monolithic structural response of the beam.
- High post-elastic ductility with minimal secondary stiffness ($K_t \approx 0$): Necessary within the Ultimate Limit States (ULS) domain to enable substantial plastic deformations prior to failure. This ductility ensures the plastic redistribution of shear forces among the group of connectors and prevents sudden, brittle failure of the timber panel, as well as the composite beam as a whole.

Traditionally, standard dowel-type mechanical fasteners, such as bolts [4], inclined self-tapping screws [5], and glued-in rods, are applied in steel-timber connections. Bolts are exceptionally popular due to their low cost, ease of installation, and markedly ductile response resulting from the formation of plastic hinges in the steel shank. However, the primary drawback of bolts is their low initial shear stiffness and modest load-carrying capacity, owing to the small bearing area of the bolt shank against the timber fibres [6]. During force transfer, the timber surrounding the hole is subjected to severe compressive stresses, leading to early crushing of the timber fibres along the hole perimeter even under low load levels. Achieving full composite action with conventional bolts requires an excessively dense fastener spacing, which compromises the structural integrity of the CLT panel and drastically increases labour costs.

At the same time, bonded connections [7], punched metal plates [8], and epoxy resin reinforcements [9] provide exceptionally high initial stiffness; however, they suffer from brittle failure modes, alongside extremely stringent quality control requirements during site execution.

To bridge the gap between the low stiffness of conventional bolts and the brittle failure modes of rigid bonded connections, an innovative reinforced shear connector solution is proposed in this study. The primary objective of this work is a comprehensive experimental and numerical investigation of the proposed solution through:

- Experimental evaluation of the load-carrying capacity and stiffness of unreinforced (Series S1) and reinforced specimens (Series S2 and S3) via push-out tests, conducted according to the procedure specified in the SRPS EN 26891 standard [10].
- Development, verification, and validation of a new, computationally efficient hybrid FE model of the timber and the shear connector as a whole, overcoming the complexity and convergence issues inherently present in continuum timber models found in the literature [11,12].

2. MATERIALS AND METHODS

2.1. GEOMETRY AND CONCEPT OF THE REINFORCED SHEAR CONNECTOR

The new shear connector solution is conceptualised with the objective of significantly increasing the initial elastic stiffness (K_s) and ultimate load-carrying capacity (F_{max}), while preserving the ductile failure mechanism characteristic of dowel-type fasteners. The concept relies on inserting a specially shaped reinforcing element – fabricated from sheet steel (4 mm thick and 15 mm wide) – into a pre-cut curved groove within the CLT panel (Figure 1).

The reinforcing element, shaped as a circular segment, is positioned in the zone directly ahead of the M10 (Grade 8.8) bolt shank. Its primary role is to transform the concentrated contact pressure from the bolt shank and distribute it over a significantly larger surface area of the timber fibres within the CLT panel. In doing so, it:

- Reduces local contact stresses to prevent early timber crushing, while engaging a larger timber volume under compression to increase initial stiffness (K_s) and ultimate capacity (F_{max}).
- Ensures high ductility through the progressive yielding and bending of both the reinforcing element and the bolt at large slip displacements, without the risk of brittle timber failure.

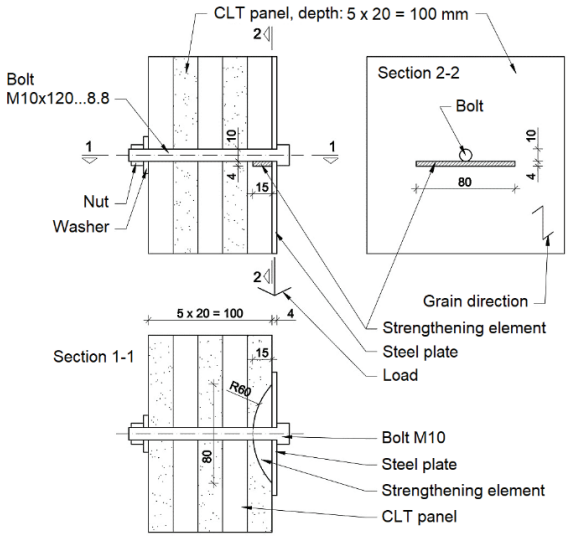


Figure 1: Arrangement of the bolt and steel reinforcing element in the steel-CLT shear connector [13]

2.2. DETAILED CHARACTERISATION OF THE MATERIALS USED

Reliable numerical modelling and interpretation of experimental results require the accurate prior determination of the mechanical properties of all constituent materials.

2.2.1. Steel Components

Three distinct steel materials were utilised in this study, with their mechanical properties determined via axial tensile tests:

- Structural steel S235: Applied for the fabrication of the reinforcing elements in Series S2. The experimentally determined yield strength was f_y = 250 MPa, and the ultimate tensile strength was f_u = 335 MPa.
- Structural steel S275: Applied for the fabrication of the reinforcing elements in Series S3 and the cold-formed profile serving as the steel composite section. The experimental values obtained were f_y = 325 MPa and f_u = 460 MPa.
- Bolt steel (grade 8.8): Tensile testing determined a yield strength of f_{yb} = 760 MPa and an ultimate tensile strength of f_{ub} = 850 MPa.

2.2.2. CLT Panels and Timber Testing

Five-layer CLT panels with a total thickness of 100 mm (five 20 mm layers) made of Norway spruce (*Picea abies*), declared strength class C24 [14], were used to fabricate the connection specimens.

To obtain input parameters for the hybrid timber FE model, a series of experimental tests was conducted on specimens cut from the CLT panels:

- Density and moisture content: Moisture content determination via the oven-dry method revealed an average moisture content of 9% for the CLT panels, with a mean density of 458 kg/m^3. For the solid timber strength testing specimens, the measured moisture content was 10.5%, with a density of 420 kg/m^3.
- Embedment strength parallel to the grain (Figure 2a): Evaluated on specimens featuring a 10 mm diameter hole, yielding a mean value of $f_{h,0,mean}$ = 19.9 MPa at a deformation level of 5 mm, and 22.1 MPa at 15 mm.
- Embedment strength perpendicular to the grain (Figure 2b): The recorded mean value was $f_{h,90,mean}$ = 17.2 MPa at 5 mm deformation, and 26.8 MPa at 15 mm.
- Washer indentation perpendicular to the grain (Figure 2c): The timber resistance during the penetration of an M10 washer (outer diameter 30 mm) into the CLT outer layer was determined. At an ultimate indentation depth of 5 mm, the compression resistance reached 15 MPa.

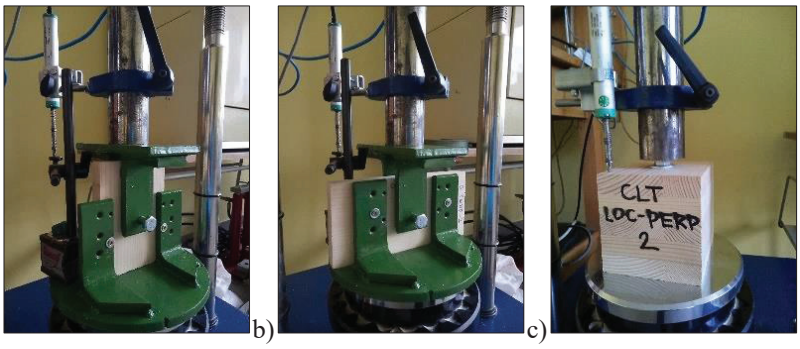


Figure 2: Determination of the mechanical properties of timber (CLT) [3]: a,b) embedment strength parallel and perpendicular to the grain, c) washer indentation

2.3. EXPERIMENTAL TESTING OF SHEAR CONNECTORS: ASYMMETRICAL PUSH-OUT TEST

The evaluation of connector load-carrying capacity and stiffness was carried out using an asymmetrical push-out test, incorporating lateral restraint on the fixed part of the specimen [15]. Although the Eurocode 4 standard prescribes a symmetrical push-out test, asymmetrical testing offers significant advantages in steel-timber shear connections: a 50% reduction in material consumption, a simplified instrumentation setup, and the direct measurement of the force per connector without assuming an equal load distribution across a group of connectors [16, 17].

2.3.1. Specimen Geometry and Preparation

Three series comprising six specimens each (a total of 18 connections) were tested:

- Series S1 (control): Consists of a 300 mm long cold-formed steel profile and a CLT panel with dimensions of 300×300×100 mm. The connection was executed using a single M10 bolt equipped with a washer and nut. The nut was placed on the CLT panel side to ensure that the unthreaded bolt shank passed through the shear plane.
- Series S2 (with S235 steel reinforcing element): In addition to the S1 configuration, a 15 mm deep groove was cut into the outer layer of the CLT panel using a circular saw, into which a 4 mm thick S235 steel reinforcing element was embedded (Figure 3).
- Series S3 (with S275 steel reinforcing element): Geometrically identical to Series S2, but with the reinforcing element fabricated from higher-strength S275 steel.

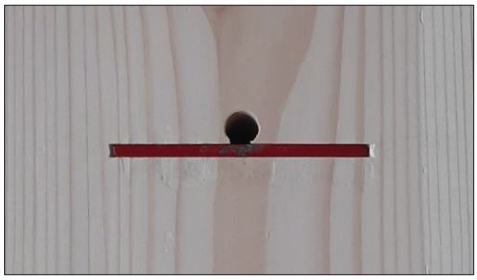
a) b) 

Figure 3: Groove in the CLT panel and the reinforcing element [3]: a) before assembly, b) after assembly

2.3.2. Test Setup and Procedure

Testing was performed using an electromechanical testing machine with a 50 kN capacity. The specimen was positioned in a specially designed rigid steel frame that prevents lateral instability of the specimen during the application of vertical load.

The loading protocol was implemented strictly in accordance with SRPS EN 26891 [10]:

- Phase 1: The first specimen of each series (S1-1, S2-1, S3-1) was subjected to monotonic loading up to failure to determine the estimated maximum load, F_{est}.
- Phase 2 (subsequent specimens): The load was increased to 0.40 F_{est} and held constant for 30 seconds (Figure 4a,b).
- Phase 3: The load was reduced to 0.10 F_{est} and maintained for 30 seconds.
- Phase 4: Monotonic loading was applied until failure or until reaching a maximum slip displacement of 15 mm.

Relative slip at the shear plane was continuously recorded using two Linear Variable Differential Transformers (LVDTs), symmetrically positioned on both sides of the specimen at the bolt axis level (Figure 4c).

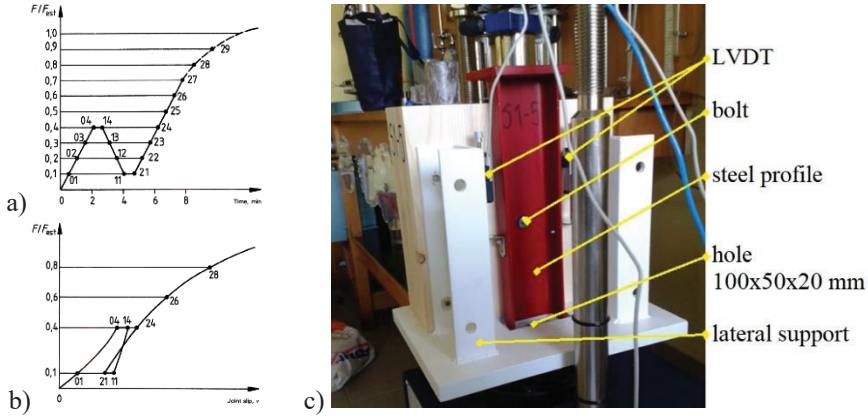


Figure 4: a,b) Testing procedure according to SRPS EN 26891 [10], c) asymmetrical push-out specimen under load [3]

2.4. NUMERICAL FE MODELLING

The nonlinear finite element (FE) analysis was performed in the Femap with NX Nastran software package [18] through nonlinear static analysis (SOL 601 / Advanced Nonlinear Static).

2.4.1. Hybrid Timber Modelling Concept

The formulation of 3D continuum timber models with damage [11] requires the definition of a large number of independent material constants (elastic moduli, shear moduli, Poisson's ratios, and strength parameters in all directions). In addition to difficult experimental calibration, such models routinely suffer from convergence failures at moderate deformations due to numerical singularities in the steel-to-timber contact zone.

To overcome these issues, a novel hybrid timber modelling approach was formulated [4]:

- The volume of timber in the vicinity of the bolt hole and groove was replaced by a system of equivalent 2-node line (ROD) elements oriented along the direction of the shear force (z-axis) (Figure 5a).

- The elements were assigned a bilinear constitutive model with elastoplastic hardening, defined based on the results of embedment tests and washer indentation tests (Figure 5b).

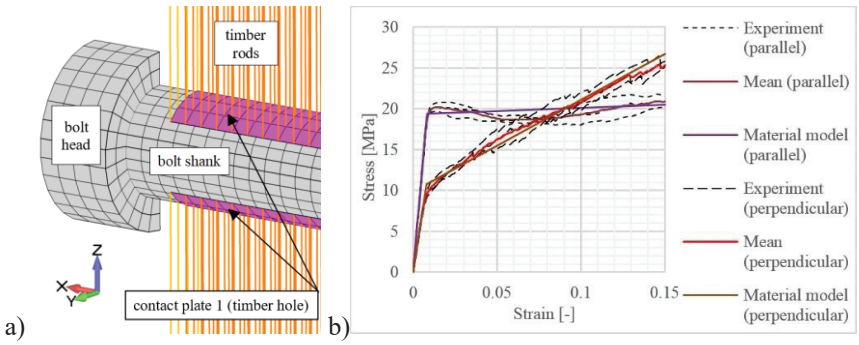


Figure 5 [3, 4]: a) Bolt and timber FE (ROD and PLATE), b) Stress-strain curves for timber ROD elements

- To transfer compressive loads from the 3D SOLID elements of the bolt and reinforcing element to the ROD elements of the timber, contact shells were defined, composed of 4-node surface (PLATE) elements with negligible thickness (t = 0.10 mm) and elastic modulus

(E = 0.001 GPa). The contact shell serves exclusively as a geometric intermediary, without introducing artificial stiffness (Figure 5a – contact plate 1).

2.4.2. Meshing and Boundary Conditions

Advantage was taken of the specimen symmetry with respect to the xOz plane; thus, half of the connection was modelled applying the corresponding symmetry boundary conditions.

The meshing of individual components was carried out as follows (Figure 6):

- Bolt: Modelled as a single body (shank+head+nut) using 8-node hexahedral (SOLID) finite elements. A mesh sensitivity analysis was conducted by dividing the bolt diameter into 4, 6, and 8 elements (FE sizes: 2.5 mm, 1.67 mm, and 1.25 mm, respectively).

- Cold-formed profile: Only the profile web was modelled, which was divided into an elastoplastic zone around the hole (zone width 5d = 50 mm) and an elastic zone. The stiffening effects of the profile flanges were represented by a system of rigid ROD elements that prevent web buckling during deformation.

- Reinforcing element: Meshed using SOLID elements with outer edge rounding applied at a radius of r = 1.0 mm. This edge rounding prevented the penetration of sharp corners into the contact shells and ensured numerical convergence, while altering the geometric section properties to a negligible extent (moment of inertia variation was under 3.5%).

A total of 10 surface-to-surface contact pairs were defined based on Coulomb's law of friction (μ = 0.35 for steel-to-timber and μ = 0.20 for steel-to-steel contacts [3]). The load was applied in 200 equal increments.

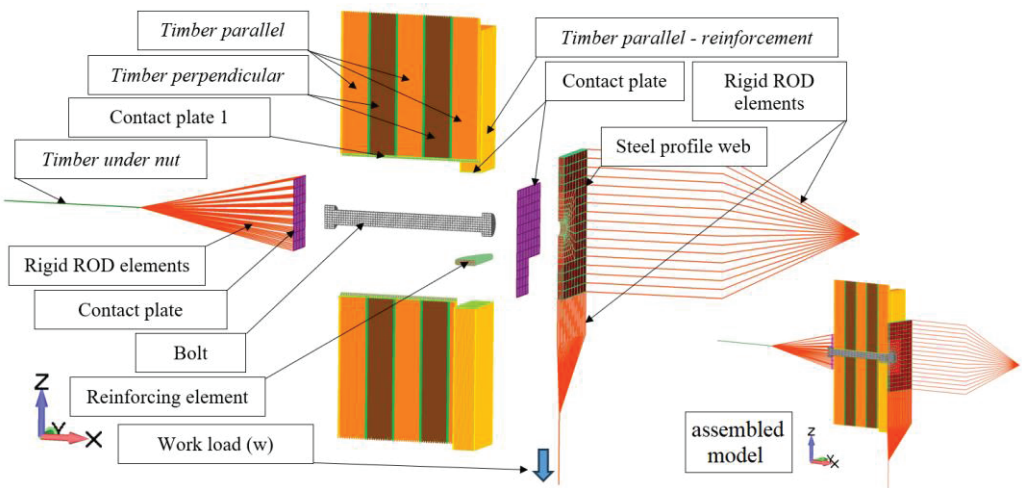


Figure 6: Numerical FE model components of the considered dowel-type fastener [3]

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. ANALYSIS OF EXPERIMENTAL RESULTS

Shear connectors from all three tested series exhibited high stability and repeatability of results. The scatter of the measured ultimate load values (F_{max}) within the same series was remarkably low (under 4%), whereas the scatter of the slip modulus (K_s) reached up to 28%, which is typical for experimental testing of timber structures due to the inherent variability of wood properties.

The mean values of ultimate load and initial slip modulus, determined in accordance with the SRPS EN 26891 methodology, are presented in Table 1.

Table 1: Comparative analysis of the experimental results for Series S1, S2 and S3

Parameter	Series S1	Series S2	S2/S1-1 [%]	Series S3	S3/S1-1 [%]
F_{max} [kN]	17.65	29.01	64%	27.16	54%
K_s [kN/mm]	3.98	9.63	142%	13.54	240%
Failure slip [mm]	> 15.0	> 15.0	-	> 15.0	-

From the results, the key effects of incorporating the reinforcing element can be observed:

- Drastic increase in initial stiffness: The introduction of the reinforcing element fabricated from S235 steel (Series S2) resulted in a 142% increase in the slip modulus, whereas with S275 steel (Series S3), this increase reached 240%. The reinforcing element successfully transmits the dominant portion of the shear force in the early loading stage and distributes it over a significantly larger contact area with the CLT, preventing large initial joint slip.

- Substantial increase in ultimate load: The load-carrying capacity of the connection was increased by 64% for Series S2, and by 54% for Series S3. Interestingly, the series reinforced with lower-grade steel (S235) achieved a slightly higher ultimate load compared to Series S3 (S275), which could be attributed to the occurrence of the rope effect in the reinforcing element.

- Preservation of exceptional ductility: All three series endured the complete prescribed slip of 15 mm without a sudden drop in load-carrying capacity or splitting of the CLT panel. The pronounced post-elastic range confirmed that the inclusion of the steel reinforcing element did not compromise the ductile failure mode of the bolt.

3.2. COMPARISON OF EXPERIMENTAL AND FEA RESULTS

Verification of the formulated numerical FE model was carried out through a mesh sensitivity analysis using different mesh densities. The numerical FE model was validated by comparing the numerical results with the experimental test data for all three series. The results are presented in Table 2.

Table 2: Comparison of experimental and FEA results with percentage deviations

Parameter	Mesh density	Series S1	Series S2	Series S3
$F_{max,exp}$ [kN]	-	17.65	29.01	27.16
$F_{max,FEM}$ [kN]	coarse (2.5 mm)	17.63	28.59	29.56
	medium (1.67 mm)	17.69	28.62	29.48
	fine (1.25 mm)	17.72	29.36	30.19
$(F_{max,exp}/F_{max,FEM})$-1 [%]	medium (1.67 mm)	+0.2%	-1%	+9%
$K_{s,exp}$ [kN/mm]	-	3.98	9.63	13.54
$K_{s,FEM}$ [kN/mm]	medium (1.67 mm)	3.93	7.83	9.31
$(K_{s,exp}/K_{s,FEM})$-1 [%]	medium (1.67 mm)	-1%	-19%	-31%

From the comparative analysis, it can be deduced that the numerical model predicts the shear connector load-carrying capacity with high accuracy (max. deviation 9%). The deviations in slip moduli for the reinforced series (1–31%) originate from the assumed bilinear idealisation in the hybrid timber model, yet remain within acceptable limits for engineering practice.

Comparison with models from the literature. The proposed hybrid timber FE model demonstrated significantly superior performance compared to existing continuum models from the literature:

- *Sandhaas* model [11]: A continuum timber model applied to a steel-to-timber dowel joint yielded a 12% deviation between the FE and experimental load-carrying capacity, with an internal scatter of 13% in the sensitivity analysis. Furthermore, the model suffered from convergence failure at a slip of less than 5 mm.

- *Hassanieh* model [12]: The aforementioned material model, applied to a screwed steel-to-CLT connection, exhibited a 15% deviation in load-carrying capacity relative to experimental

results and an internal scatter of 22% in the sensitivity analysis, likewise failing to achieve convergence well before reaching a slip of 15 mm.

- Proposed hybrid model in this study: Achieved a deviation in load-carrying capacity between FE and experimental results of under 9%, with negligible scatter in the sensitivity analysis, while maintaining full and stable numerical convergence up to the complete 15 mm slip.

3.3. FAILURE MECHANISMS AND STRESS STATE ANALYSES

Inspection of the deformed specimens following the tests, alongside the analysis of von Mises stress contours in the FE model, revealed the specific characteristics of the failure mechanisms for individual components of the shear connector.

3.3.1. Bolt Behaviour and Observed Deviations from Eurocode 5

Across all tested series (S1, S2, and S3), the primary failure mechanism of the bolt is characterised by the formation of a single plastic hinge within the CLT panel.

Stress state analysis in the FE model revealed an important finding: during connection deformation under working load, a plastic hinge forms and the bolt head undergoes rotation. Consequently, the edge of the bolt head presses against the steel profile plate. This creates an eccentric contact and generates a significant local bending moment in the bolt shank in the immediate vicinity of the head (Figure 7).

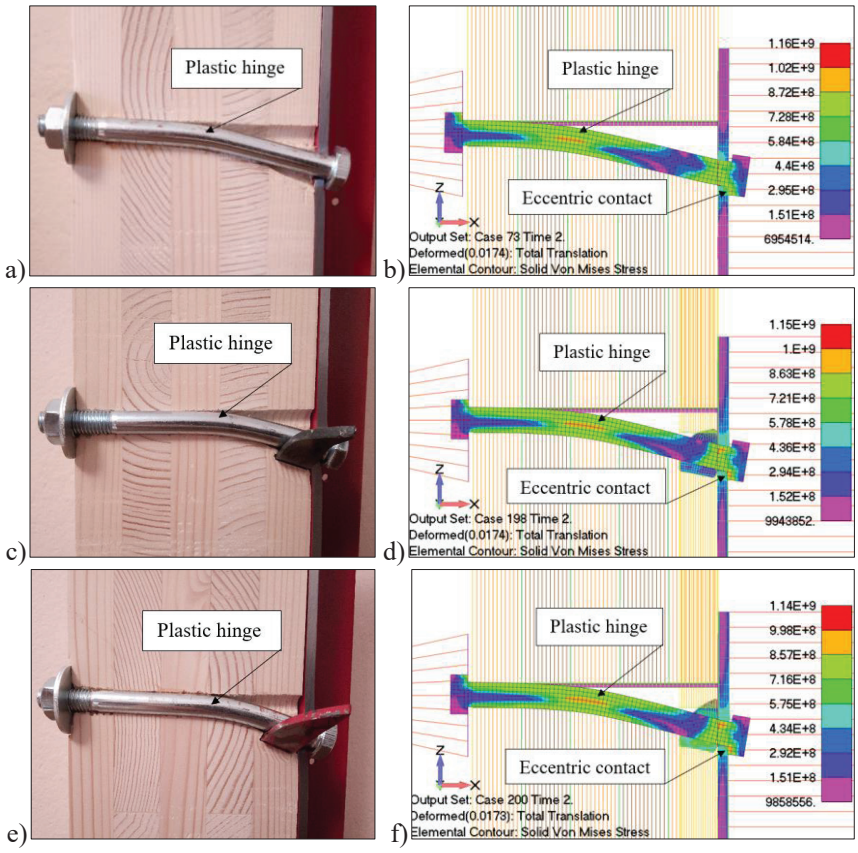


Figure 7: Failure modes of the shear connector – experiment and FE model: a,b) unreinforced, c,d) S235 reinforcing element, e,f) S275 reinforcing element

The observed phenomenon directly contradicts the simplified assumptions of Eurocode 5 [19], which stipulate that for thin plates (with a ratio of t/d ≤ 0.5, where in this study t/d = 4/10 = 0.4 < 0.5), the bending moment near the bolt head can be completely neglected. The FE analysis clearly demonstrates that the combined action of this bending moment and the shear force in the bolt at the shear plane intersection induces partial yield of the cross-section, thereby altering the stress state throughout the entire shear connection.

3.3.2. Behaviour of the Reinforcing Element

The deformation mechanism of the reinforcing element is directly governed by the strength of the applied steel:

Series S2 (S235 Steel): Due to the lower strength of the steel, three plastic hinges form within the reinforcing element – one at the midpoint in the zone of direct contact with the bolt, and two at the quarter-points of its length. This three-hinge mechanism allows the element to "conform" to the groove, exerting continuous pressure on the timber fibres (Figure 8a,b).

Series S3 (S275 Steel): Due to the higher steel strength, only a single plastic hinge forms at the midpoint of the reinforcing element. The element depresses the lower edge of the groove at its midpoint, while its ends lift up and press against the upper edge of the groove in the CLT (Figure 8c,d).

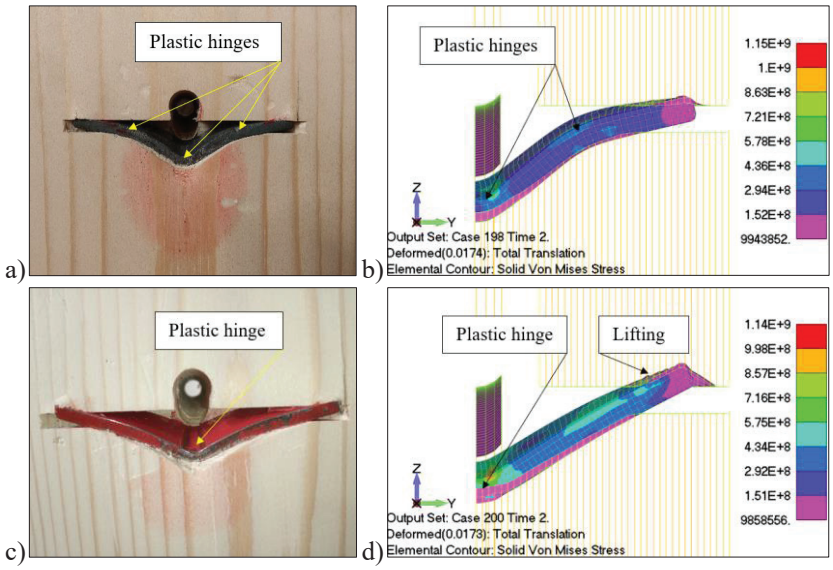


Figure 8: Failure modes of the steel reinforcing elements – experiment and FE model: a,b) S235 reinforcing element, c,d) S275 reinforcing element

4. CONCLUSIONS

Based on the experimental testing and nonlinear FE simulations of the novel reinforced dowel-type connection for steel–cross-laminated timber (CLT) composites, the following conclusions can be drawn:

- Significant improvement in mechanical performance: The incorporation of a steel reinforcing element into the CLT panel groove achieved an increase in load-carrying capacity and a substantial increase in the slip modulus compared to the standard unreinforced bolt.

- Preservation of the ductile failure mechanism: Despite the significant increase in stiffness, the connection maintained a highly ductile character, accommodating maximal joint slip without

brittle splitting of the CLT, owing to the successive formation of plastic hinges in both the bolt and the reinforcing element.

- Exceptional efficiency of the hybrid timber FE model: The newly formulated hybrid approach (coupling ROD timber elements with PLATE contact shells) demonstrated excellent accuracy and complete numerical convergence up to a 15 mm slip, overcoming the chronic instability issues inherently present in continuum models from the literature.

- Reassessment of design standards (Eurocode 5): Deformation analysis of the experimental specimens and FE results demonstrated that the contact between the bolt head and the steel profile, with rope effect, generates a substantial local bending moment near the shear plane even for ratios of $t/d < 0.5$. This calls into question the justification for neglecting this effect within the design rules of EN 1995-1-1.

- Recommendations for practical application and material selection: Although the reinforcing element made of S235 steel exhibited a slightly higher connector load-carrying capacity, a higher strength grade steel (S275) is recommended for practical applications in steel-CLT composite structures. The use of S275 steel provides a higher initial slip modulus, bringing the actual behaviour of the shear connector closer to a theoretically ideal rigid-plastic constitutive model. Consequently, maximum stiffness is attained under Serviceability Limit State (SLS) loading – preventing excessive joint slip. At the same time, under Ultimate Limit State (ULS) deformations, the plasticization of the bolt and reinforcing element preserves high ductility and deformation capacity without the risk of brittle CLT failure.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the Agreement on Financing the Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš - Registration number: 451-03-34/2026-03/200095 dated 05/02/2026.

The author would also like to thank the Laboratory for Geotechnics of the Faculty of Civil Engineering and Architecture in Niš, the Laboratory for Materials and Machine Testing and the Laboratory for Machine Design of the Faculty of Mechanical Engineering in Niš, and the company "Kolarević" in Ćićevac, Serbia.

REFERENCES

[1] Gagnon, S., Pirvu, C.: CLT Handbook: Cross-Laminated Timber: Canadian Edition. Vancouver, Canada: FPInnovations, 2011.

[2] Nefovska-Danilović, M., Racić, V., Glišović, I., Popović, M., Todorović, M., Milojević, M., Cvetković, R., Simović, N.: Experimental Study of Pedestrian-Induced Vibration of Cross-Laminated Timber Floors, ASES International Symposium Proceedings, Association of Structural Engineers of Serbia, Symposium 2024, Vrnjačka Banja, Srbija, 2024, 155-163.

[3] Milić, M.: Predlog novog rešenja za sprezanje čelika i unakrsno lameliranog drveta primenom ojačanih moždanika, doktorska disertacija, Univerzitet u Nišu, Građevinsko-arhitektonski fakultet, 2024.

[4] Milić, M., Vacev, T., Petronijević, P., Nešović, I., Zorić, A., Paunović, S., Matejević Nikolić, B. Experimental Research and FE Model of a Bolted Steel-CLT Composite Connection. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 2024, 1-15. doi: https://doi.org/10.3311/PPci.22752

[5] Schiro, G., Giongo, I., Sebastian, W., Riccadonna, D., Piazza, M.: Testing of timber-to-timber screw-connections in hybrid configurations. Construction and Building Materials, 171, 2018, 170-186. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.078

[6] Dias, A.: Mechanical behaviour of timber-concrete joints, PhD Thesis, Technische Universiteit, Delft, 2005.

[7] Hassanieh, A., Valipour, H., Bradford, M.: Load-slip behaviour of steel-cross laminated timber (CLT) composite connections. Journal of Constructional Steel Research, 122, 2016, 110-121. doi: 10.1016/j.jcsr.2016.03.008.

[8] Blass, H., Schmid, M., Litze, H., Wagner, B.: Nail plate reinforced joints with dowel-type fasteners. Proceedings of the 6th World Conference on Timber Engineering. Whistler, Canada, 2000.

[9] Haller, P., Birk, T., Offermann, P., Cebulla, H.: Fully fashioned biaxial weft knitted and stitch bonded textile reinforcements for wood connections. Composites Part B: Engineering, 37(4-5), 2006, 278-285.

[10] SRPS EN 26891. Timber Structures. Joints Made with Mechanical Fasteners. General Principles for the Determination of Strength and Deformation Characteristics. Institut za standardizaciju Srbije, Beograd, Srbija, 2012.

[11] Sandhaas, C., Van de Kuilen, J. W., Blass, H.: Constitutive model for wood based on continuum damage mechanics. World conference on timber engineering – WCTE 2012, Auckland, New Zealand, 2016, 159-167.

[12] Hassanieh, A.: Development of steel-timber composite system for large scale construction, PhD thesis. School of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering Sydney, Australia, 2017.

[13] Milić, M., Vacev, T., Nešović, I., Petronijević, P., Zorić, A., Perić, R.: Development of a Steel-Timber Composite Connector, 9th International Conference: Contemporary Achievements in Civil Engineering, Conference Proceedings, Faculty of Civil Engineering Subotica, University of Novi Sad, Subotica, 2024, 196-208.

[14] EN 338. Structural timber - Strength classes. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2009.

[15] Milić, M., Vacev, T., Topličić Ćurčić, G., Zorić, A., Nešović, I.: Testing of Steel-Cross Laminated Timber Connectors by Asymmetrical Push-out Test, ASES International Symposium Proceedings, Association of Structural Engineers of Serbia, Symposium 2020, Aranđelovac, Srbija, 2021, 443-452.

[16] Lukaszewska, E.: Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors, PhD thesis. Luleå University of Technology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering Luleå, Sweden, 2009.

[17] Khorsandnia, N., Valipour, H., Crews, K.: Experimental and analytical investigation of short-term behaviour of LVL–concrete composite connections and beams. Construction and Building Materials, 37, 2012, 229-238.

[18] FEMAP with NX NASTRAN Software documentation, 2016.

[19] EN 1995-1-1. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, London, UK, 2004.

ДГКС ASES | P-3
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026108R

Andrija Radović[1]

HIGH-VOLUME LIMESTONE POWDER CONCRETE FOR STRUCTURAL APPLICATION

Summary: This paper presents the key results of a comprehensive experimental, numerical and analytical study of concrete with a high limestone powder content. The testing programme covered all aspects, from mix design, through mechanical properties and durability parameters, to the behaviour of real-scale RC beams under sustained loading over 1000 days, including the development of cracks, strains in the concrete and reinforcement, as well as concrete shrinkage and creep. Results showed that concretes with over 55% of cement replaced by limestone powder can be produced and successfully applied in RC structures, with properties similar to conventional concrete. Based on own and available literature data, it was established that existing prediction models for material properties, durability and beam deflection, which were developed for conventional concrete, can, with certain corrections, also be applied to concretes with high limestone powder content.

Keywords: RC beams, sustained load, mechanical properties, durability performance, life-cycle assessment

BETONI SA VELIKIM SADRŽAJEM KREČNJAČKOG BRAŠNA ZA KONSTRUKCIJSKU PRIMENU

Rezime: Rad prikazuje ključne rezultate obimnog eksperimentalnog, numeričkog i analitičkog istraživanja betona sa velikim sadržajem krečnjačkog brašna. Ispitivanja su obuhvatila sve aspekte od razvoja receptura, preko mehaničkih svojstava i parametara trajnosti, do ponašanja realnih AB greda pri dugotrajnom opterećenju tokom 1000 dana, uz praćenje razvoja prslina, dilatacija u betonu i armaturi, ali i skupljanja i tečenja betona. Rezultati su pokazali da se mogu napraviti i uspešno primeniti u AB konstrukcijama betoni kod kojih je i preko 55% cementa zamenjeno krecnjackim brasnom, sa svojstvima sličnim tradicionalnom betonu. Na osnovu sopstvenih i podataka iz dostupne literature, ustanovljeno je da se postojeći modeli za predikciju materijalnih svojstava, trajnosti i ugiba nosača koji su razvijeni za tradicionalne betone, mogu, uz određene korekcije, primeniti i na betone sa velikim sadržajem krečnjackog brašna.

Ključne reči: AB grede, dugotrajno opterećenje, mehanička svojstva, parametri trajnosti, procena životnog ciklusa

[1] University of Priština in Kosovska Mitrovica, Faculty of Technical Sciences, Republic of Serbia, andrija.radovic@pr.ac.rs

1. INTRODUCTION

Current global cement production stands at approximately 4.1 billion tonnes per year [1,2], and together with concrete as its end product, remains one of the most widely produced materials in human history. Continued urbanisation and infrastructure development, particularly in emerging economies, are expected to sustain strong demand in the coming decades, although the precise long-term trajectory of production remains uncertain and depends strongly on the pace of decarbonisation across the sector [1].

This scale of production comes at a considerable environmental cost, primarily due to the clinkerisation process, which involves the calcination of limestone and the combustion of fuel at high temperatures. This inherently carbon-intensive process is responsible for a substantial share of global anthropogenic CO_2 emissions, commonly reported at around 7–8% [1]. A significant part of these emissions, approximately 60%, originates from the chemical decomposition of limestone during calcination itself, a process-related emission that cannot be avoided by fuel-side measures alone. The remaining share is associated with the combustion of fuel needed to reach the high kiln temperatures required for clinker formation [3].

Reflecting this dual origin, current decarbonisation strategies for the sector combine measures addressing both emission sources: a shift away from fossil fuels, improved energy efficiency, increased substitution of clinker by supplementary materials, the development of novel low-carbon binders, and the deployment of carbon capture and storage.

In this context, the Global Cement and Concrete Association (GCCA), through its 2050 Roadmap to Net Zero Concrete [3], has identified reduction of the clinker factor of cement as one of the most significant near-term levers. The plan is to reduce the clinker content in cement to approximately the same level as mineral additives by 2050, effectively equalizing the proportion of clinker and supplementary constituents in the cement.

Limestone powder (LP) has emerged as a particularly attractive material in this context. Unlike fly ash or slag whose availability is tied to, and expected to decline alongside, coal-fired power generation and traditional steelmaking, respectively, limestone is abundant, geographically widespread, and available in practically unlimited quantities relative to current and foreseeable demand (Figure 1) [4]. It can also be produced with considerably lower embodied energy than clinker, since, unlike clinker production, it does not require calcination at comparably high temperatures.

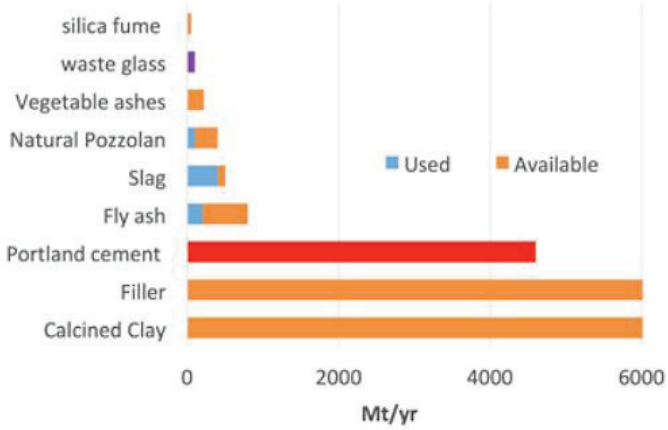


Figure 1: Estimated availability and current use of selected alternative cementitious materials worldwide [4]

Its use as a main constituent of cement is already recognised in standards such as EN 197-1 [5], which permits limestone contents of up to 21–35% in common cement types (e.g., CEM II/B-

LL) and higher proportions in certain ternary blended cements. In practice, however, the limestone content actually used in cement production remains, on average about 7% [4], well below these permitted maximum values, leaving considerable unused potential for further clinker reduction.

Beyond these established practices and codified limits, a growing body of research has explored so-called high-volume limestone powder concrete (HVLPC), in which limestone powder replaces a considerably larger share of the clinker, beyond 35%. Moreover, in some studies limestone powder exceeding 50–70% of the total powder content, as a means of further reducing the carbon intensity of concrete, in line with the ambition to reduce carbon intensity across the entire cement and concrete value chain. If such ambitious sector-wide targets are achieved, Europe is expected to reach carbon neutrality, i.e. a balance between emitted and captured CO_2 within the next 25 years, in line with the European Green Deal's 2050 net-zero objective [6].

2. LITERATURE REVIEW AND RESEARCH GAPS

At the material level, the influence of LP on concrete properties is generally attributed to two combined effects. A physical filler effect accelerates early hydration and refines the pore structure [7]. A dilution effect, caused by the reduced clinker content, lowers the amount of hydration products and, beyond a certain replacement level, reduces both mechanical performance and durability [7]. Existing critical reviews indicate that HVLPC mixtures can be designed with mechanical and rheological performance comparable to reference concrete, but this generally requires a higher superplasticizer dosage [8,9].

Compressive strength, as the basic property of concrete, has been analysed in a large number of studies [10–12]. However, the influence of LP on this property is still not sufficiently understood: no simple expressions are currently available to describe the effect of the main mixture parameters on strength, and although the fineness of LP is considered to have a positive effect, this relationship has not yet been sufficiently clarified. Moreover, other mechanical properties are generally assumed to follow this trend, though it remains unclear whether they follow the same relationships established for conventional concrete, or whether the corresponding code expressions for their prediction can be applied to HVLPC without modification.

When it comes to durability, existing research indicates that performance tends to remain inferior to that of reference concrete, while reliable prediction models for this class of concrete are still lacking [8,12].

Real-scale structural elements have received very limited attention. In particular, their behaviour under long-term sustained loading, where creep and shrinkage govern serviceability limit states, remains largely unexplored. The reduced cement paste content may affect these time-dependent phenomena in ways that are not adequately captured by models developed for conventional concrete [13]. Consequently, the applicability of existing prediction models to HVLPC structural elements remains uncertain.

Finally, the life-cycle environmental and economic performance of HVLPC has received limited attention, despite being an important aspect of assessing its overall sustainability.

The doctoral research summarised in this paper was carried out at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, and presented in the dissertation “Structural Concrete with Reduced Cement and High Limestone Powder Content” [14]. The research was designed to progressively address the main research needs from the existing literature, comprising an extensive, multi-stage experimental campaign that progressed from material- and mixture-level characterisation through durability assessment to full-scale, long-term testing of reinforced concrete beams.

Experimental results were combined with data from the literature into a unified database to assess the applicability of existing prediction models and, where necessary, support their

calibration or modification for HVLPC. The research was further complemented by life-cycle and cost assessments, providing an integrated evaluation of the technical, structural, and environmental performance of HVLPC.

3. EXPERIMENTAL PROGRAMME

Owing to its scope, the experimental programme was divided into three phases:

- Testing of the compressive strength and workability of HVLPC and reference cement concretes at different ages,
- Testing of physical-mechanical properties and durability parameters on selected mixtures from the first phase,
- Testing of the behaviour of reinforced concrete beams under sustained loading over 1000 days.

A separated, three-fraction river aggregate with a maximum nominal size of 16 mm and a density of about 2600-2650 kg/m^3 was used. Ordinary Portland cement (CEM I), with a density of about 3100 kg/m^3, and a polycarboxylate-based superplasticizer, with a density of about 1075 kg/m^3, were also used. In addition, four limestone powders of the same origin were used. Two of these were finer than the cement (K1, K2), one was of similar fineness to the cement (K3), and one was considerably coarser (K4). Their density was about 2600-2700 kg/m^3. The particle size distribution of the limestone powders and the cement is shown in Figure 2. Mixing was carried out in a vertical rotary mixer and lasted on average about 5 minutes.

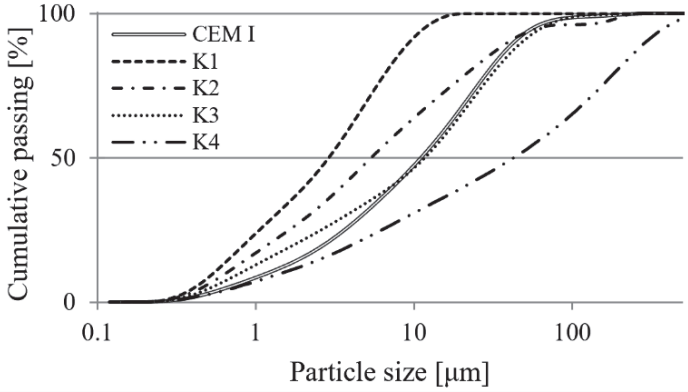


Figure 2: Particle size distribution of limestone powder and cement

3.1. FIRST PHASE: WORKABILITY AND STRENGTH

Since compressive strength is the most important parameter of concrete, and given the gaps identified in the literature review, the entire focus of the first phase was devoted to this property. A very extensive investigation of all relevant parameters influencing strength was carried out. Once the mix designs were defined, the influence of the cement replacement level, that is, the amount and particle size distribution of LP, the water to cement (w/c) ratio, and the age of the concrete, was analysed in detail.

Table 1: Review of designed mixtures in the first phase with the most important parameters

Concrete Mix	Cement [kg]	Limestone [kg]	Lim. type	w/c
Referent	330	0	/	0.45 – 0.7
HVLPC 30%	230	100; 150; 200	K1 – K4	0.45 – 0.7
HVLPC 45%	180	150; 200; 250	K1 – K4	0.55 – 0.7
HVLPC 55%	150	230; 280	K1 – K4	0.65 – 0.8
HVLPC 65%	120	260; 310	K1 – K4	0.80 – 1.0

Across this experimental campaign, and across all three phases, approximately 220 concrete mixtures were designed, including trial batches, comprising both reference cement concretes and HVLPC. An indicative overview of the mix compositions is given in Table 1. Simple mass replacement of cement did not always provide the desired concrete properties, and the water content often also had to be reduced, resulting in a lower volume of cement paste. In some cases, therefore, cement was replaced on a volumetric rather than mass basis. In this approach, the reduction in paste volume was compensated by adding a larger mass of LP than the amount of cement replaced.

Characteristic slump shapes observed during the workability tests are shown in Figure 3. In general, LP mixtures exhibited poorer workability than the reference mixtures, and were often stiff, with zero or even shear slump (Figure 3c). Nevertheless, the tests showed that, through appropriate selection of the component materials and their proportions, together with a suitable superplasticizer, mixtures with very good workability could still be obtained (Figure 3a, b), even with more than 50% of the cement replaced. The use of finer LP is recommended to achieve better workability.

Figure 3: Workability of fresh concrete, thrue slump (a), flow (b), shear slump (c)

Part of the compressive strength results is shown in Figure 4, while the remaining results are presented in detail in the doctoral dissertation [14]. Unlike workability, the influence of LP on compressive strength proved to be positive. At the same w/c ratio, HVLPC concretes exhibited significantly higher strength than the corresponding reference concretes in all cases, with the difference exceeding 50% in some instances. Finer limestone powders proved to be a better choice than coarser ones, which can be attributed to improved particle packing density within the mixture. A similar effect was observed with an increase in the powder content of the mixture. The introduction of an LP efficiency factor made it possible to incorporate LP content as a parameter in existing compressive strength prediction models, resulting in relatively good predictions.

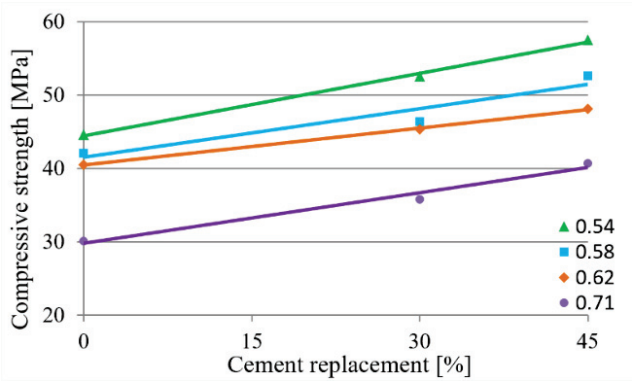


Figure 4: Compressive strength regarding to w/c ratios and percentage of cement replacement [15]

The time-dependent development of concrete strength is well described by a logarithmic trend and is primarily governed by the type of cement used [16]. The influence of other parameters is generally of secondary importance, except at very early ages, when their effects become more pronounced.

3.2. SECOND PHASE: MECHANICAL PROPERTIES AND DURABILITY

In the second phase, the remaining physical-mechanical properties were tested on ten mixtures selected from the first phase. These included splitting tensile strength, flexural tensile strength, modulus of elasticity, water penetration under pressure, freeze-thaw attack, chloride penetration, natural and accelerated carbonation. Concretes of common strength classes (C25/30 and C30/37) were selected for this purpose, in which 0%, 30%, 45% and 55% of the cement was replaced by LP, and three LP powders of different particle size distributions were used in this phase. The coarsest (K4) LP was excluded from further analysis due to insufficiently favourable characteristics.

The mechanical properties of HVLPC were similar to, or somewhat better than, those of the reference concretes. This can be explained by their similar compressive strengths. However, in some cases, HVLPC exhibited significantly better mechanical properties than the reference concretes, most notably in flexural tensile strength [17].

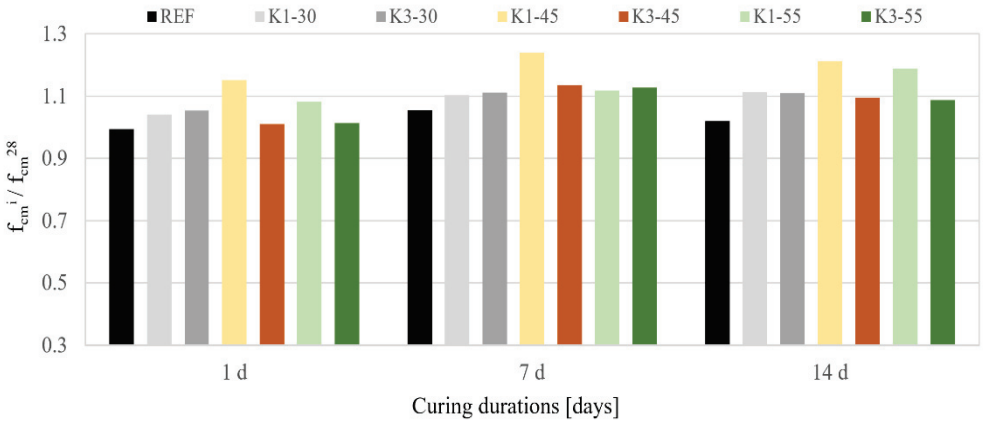


Figure 5: The effect of curing duration on the compressive strength

Unexpectedly, prolonged curing did not significantly affect the final compressive strength, Figure 5. More precisely, curing in water up to the age of 7 days had a positive effect on the strength achieved: the longer the concrete was cured in water, the higher its compressive strength. In contrast, extending curing in water to 28 days did not provide the expected benefit. Compared with the other curing regimes, these strengths were generally lower. These findings are not consistent with results reported in the literature for LP concrete [18], but agree with results obtained for other types of concrete [19–21]. A possible explanation is higher pore water pressure caused by the presence of water, so the beneficial effect of prolonged curing could be expected to appear only after the specimens have fully dried.

Unlike the other mechanical properties, prolonged curing had the greatest effect on flexural tensile strength. The results clearly indicate that flexural strength increases with increasing curing duration in water, Figure 6.

More detailed analyses of the tested mechanical properties, together with the modified prediction models developed for HVLPC, are provided in the doctoral dissertation [14].

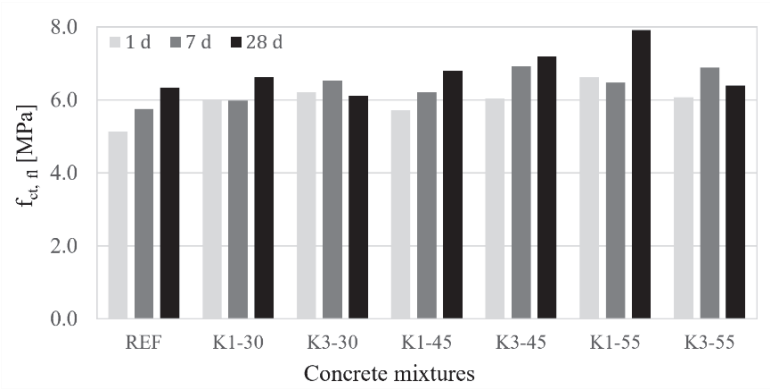


Figure 6: The effect of curing duration on the flexural strength

In terms of durability, the water penetration under pressure test showed a positive effect of LP. All HVLPC mixtures recorded significantly lower penetration depths than the reference concretes. This is also where the positive effect of prolonged curing is most clearly observed: in some cases, specimens cured in water for 28 days had a 2-3 times lower water penetration depth than those cured for 7 or 1 day.

Regarding carbonation, HVLPC exhibited somewhat poorer natural carbonation performance than the reference concretes. This was confirmed when testing the existing fib model for predicting carbonation resistance: the fib relationship between the natural and accelerated inverse carbonation resistances was found not to be valid for HVLPC [22,23]. Depending on the LP content, modifications to this relationship were proposed, separately for mixtures containing 21–35% and 36–70% LP in the powder phase [22]. Relationships between the natural inverse carbonation resistance and the mean compressive strength of concrete were also established for these two groups. Using the proposed prediction models, a full probabilistic service life analysis was performed [24], showing the need for increased cover thickness to ensure the service life required by the codes. In the case of accelerated tests, the differences were more pronounced, Figure 7. The effect of prolonged curing was also very positive in this case [25].

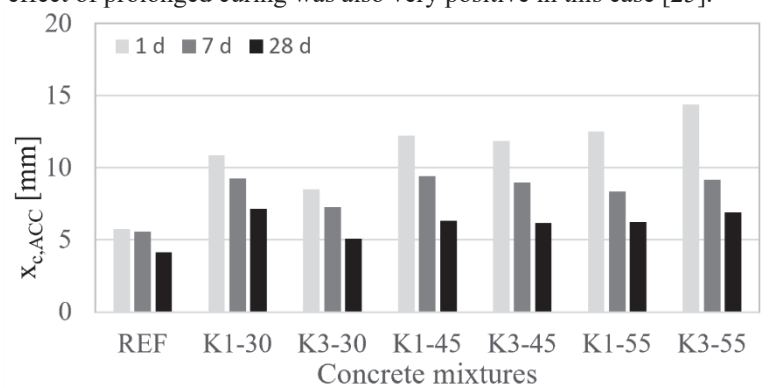


Figure 7: The effect of curing duration on the carbonation depths under accelerated conditions

The chloride penetration test showed considerably poorer behaviour of HVLPC concretes, without a significant effect of prolonged curing. This can be explained by the lower content of aluminate phase and dilution of the cement paste [7,9].

The worst results were recorded in the freeze-thaw and de-icing salt resistance tests, where, in general, all tested concretes performed rather poorly, in some cases accompanied by significant specimen degradation, Figure 8. A more detailed presentation of these results is available in [17,22–25].

Figure 8: Appearance of damaged samples after freeze-thaw test

3.3. THIRD PHASE: RC BEAMS

In the third phase, the focus shifted to the behaviour of reinforced concrete beams under sustained loading, over a period of 1000 days. Under laboratory-controlled thermo-hygrometric conditions, in addition to long-term properties such as concrete shrinkage and creep, cracks, section curvatures and deflections were also analysed. A total of six beams were tested: two reference beams, and four beams in which 45% of the cement was replaced by LP of different particle size distributions. The beams had a rectangular cross-section of 16×20 cm, a total length of 350 cm, and a clear span of 320 cm. They were loaded by concentrated forces at the third-points of the span. The test setup is shown in Figure 9.

Figure 9: Experimental setup: four-point bending test

The tests showed positive effects of LP on concrete shrinkage and creep, as well as on deflection and crack widths. The recorded initial and final deformed states of the beams, with the corresponding deflection values, are shown in Figure 10. The structural behaviour of the HVLPC beams was clearly better, with markedly smaller deflections. The initial deflection values of the HVLPC beams were about 50% lower, while the final values were up to 75% lower than those of the reference beams.

In addition to the lower absolute values, HVLPC beams also showed a lower rate of increase in deflection, as well as in the other measured quantities, over time. The time development of deflection is shown in Figure 11. All time-dependent quantities can be very well approximated mathematically by logarithmic functions.

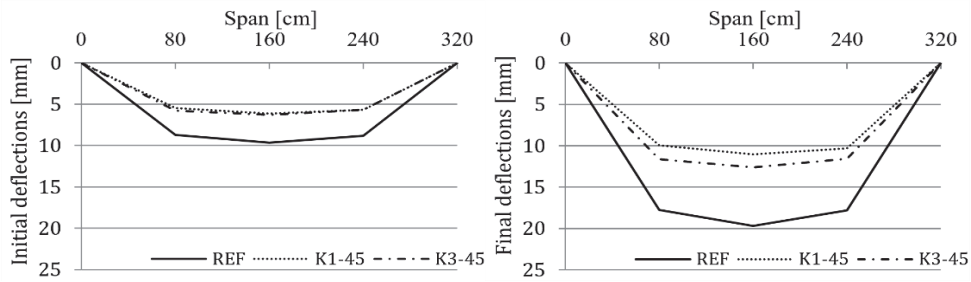


Figure 10: Deformed beams configuration: initial and final

Subsequent analyses showed that the models proposed by the new Eurocode 2 [26] for conventional concrete cannot be reliably used for HVLPC. This problem can be addressed by calibrating the models, after which very good agreement can be achieved, with differences of less than 10%. If these, together with all other experimentally determined quantities, are introduced into the deflection prediction model proposed by the new Eurocode 2, fairly good predictions are obtained, in agreement with the measured values. A more detailed account of the behaviour of the RC beams can be found in [16].

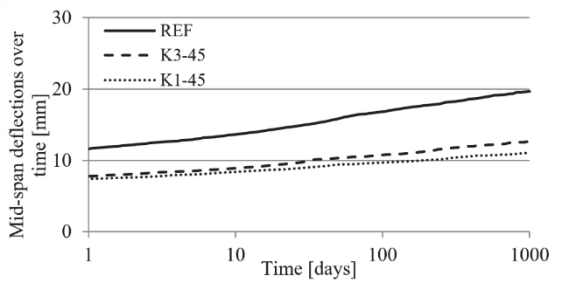


Figure 11: Mid-span deflections over time

4. ENVIRONMENTAL IMPACT AND COST ASSESSMENT

This chapter provides a holistic assessment of the suitability of HVLPC for structural applications, combining environmental, economic and structural performance using the ECO_2 method [27]. The application of these concretes was analysed through two types of selected structural elements, of different stress states and geometry: slabs and columns.

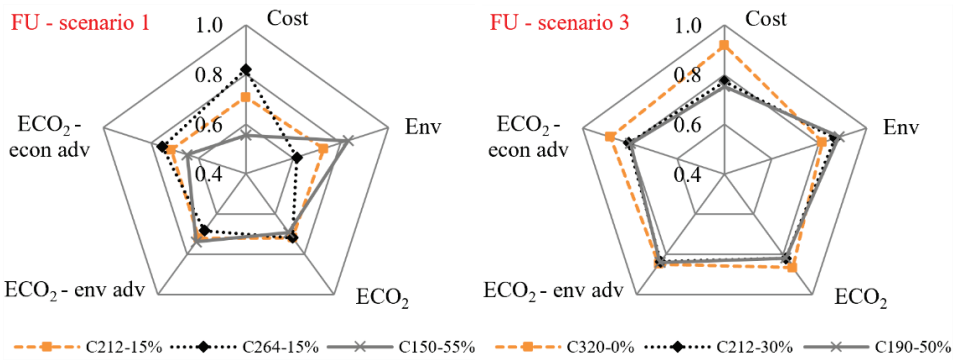


Figure 12: ECO_2 score for the best three concrete

For the purposes of this study, a Cradle-to-Gate scope was adopted. This includes all processes and emissions associated with the production of the individual constituents and their transport to the concrete production plant. The functional unit was defined as the volume of concrete per 1 m^2 of RC slab area (Scenario 1), and per 1 m' of RC column height in a four-storey building (Scenario 3), required to ensure equal strength, service life and serviceability.

Environmental, economic, and ECO_2 scores for the three best-performing concrete mixtures are shown in Figure 12. In Scenario 1, all three top-ranked mixtures contained LP, and given the small differences in the final score, all can be regarded as optimal solutions. In Scenario 3, two of the top three positions were occupied by HVLPC, and one by the reference concrete. As in the previous case, given the small differences, these can also be regarded as optimal solutions. A more detailed account of the LCA, environmental and cost indicators is available in [28].

5. CONCLUSIONS

This paper has presented the results of a comprehensive investigation of HVLPC, combined with a database formed using own and literature data. Based on these results, the following conclusions can be drawn:

- In the fresh state, HVLPC mixtures generally exhibit poorer workability than the corresponding reference concretes, since limestone powder acts as a negative factor in this respect. However, with an appropriate selection of the component materials and their proportions, together with the addition of a superplasticizer, workability can be significantly improved.
- Limestone powder had a positive effect on the compressive strength of HVLPC. At the same w/c ratio, this resulted in a strength increase, attributed to an improved particle packing effect. This difference becomes more pronounced with increasing limestone powder content. Regarding particle size distribution, finer limestone powder should be preferred. An efficiency factor was introduced for LP, enabling its content to be used as a parameter in existing strength prediction models, with relatively good results.
- HVLPC can achieve mechanical properties similar to, or even better than, those of the reference concretes. Prolonged curing generally contributes to a further improvement of all mechanical properties, although this effect is more pronounced for some properties than for others. These properties can be successfully predicted using existing models, with the proposed modifications for HVLPC.
- The durability of HVLPC is generally compromised by the dilution effect of the cement paste. Examples of a positive effect of limestone powder can also be found for some durability properties, such as water penetration resistance. The carbonation resistance of these concretes gradually decreases compared with the reference concretes, but it can be well predicted using the proposed models. The poorest performance was observed for chloride penetration and freeze-thaw resistance.
- HVLPC concretes showed better structural performance, accompanied by reduced shrinkage and creep compared with the reference concretes, and beams made of these concretes exhibited significantly smaller deflections and narrower cracks. Through calibration of existing prediction models, these effects can be successfully predicted with satisfactory accuracy and accounted for in design.
- A fair comparison of the environmental and economic indicators of concretes with different performance levels was ensured by appropriately defining the functional unit, which, in addition to load-bearing capacity, also included durability. Concretes containing limestone powder showed a clear and significant environmental advantage in all cases, while the economic criteria were mixed. This did not affect the results obtained for RC slabs, for which the overall score was clearly in favour of these concretes. However, it did affect the results for columns, where the final score was split, meaning that both the reference and the HVLPC concretes performed equally well in this case.

ACKNOWLEDGMENTS

This research was funded by the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia [Grant No. 200092; 200155].

The author is grateful to companies Holcim Serbia (formerly Lafarge BFC) d.o.o., Omya Venčac d.o.o., ELITA- COP d.o.o., TKK d.o.o., and Sika Serbia d.o.o., as well as the Institute of Materials and Structures, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, for their valuable support of this research.

The author expresses sincere gratitude to the supervisor, Prof. Snezana Marinkovic, for her professional guidance, valuable advice, and continuous support throughout the research.

REFERENCES

[1] Habert, G., Miller, S. A., Provis, J. L., Favier, A., Horvath, A. & Scrivener, K. L., Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries, Nature Reviews Earth & Environment volume, Vol. 1, 2020, 559–573. https://doi.org/https://doi.org/10.1038/s43017-020-0093-3

[2] USGS, Mineral Commodity Summaries 2025, U.S. Geological Survey, 2025, 212. https://doi.org/10.3133/mcs2025

[3] GCCA, CONCRETE FUTURE: The GCCA 2050 Cement and Concrete Industry Roadmap for Net Zero Concrete, Global Cement and Concrete Association, 2021, London. https://gccassociation.org/concretefuture/wp-content/uploads/2021/10/GCCA-Concrete-Future-Roadmap.pdf

[4] Working group UNEP-SBCI, Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry, United Nations Environment Program - Sustainable Building and Climate Initiative, 2015, 1–64. https://wedocs.unep.org/bitstream/handle/20.500.11822/25281/eco_efficient_cements.pdf

[5] EN 197-1, Cement - Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements, European committee for standardization, Brussels, 2013.

[6] European Commission, The European Green Deal, 2019, Brussels.

[7] John, V. M., Damineli, B. L., Quattrone, M. & Pileggi, R. G., Fillers in cementitious materials — Experience, recent advances and future potential, Cement and Concrete Research, 114, 2018, 65–78. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.09.013

[8] Marinković, M., Radović, A. & Carević, V., Carbonation of limestone powder concrete: State-of-the-art overview, Building Materials and Structures, 66, 2023, 127–139. https://doi.org/10.5937/GRMK2300005M

[9] Wang, D., Shi, C., Farzadnia, N., Shi, Z. & Jia, H., A review on effects of limestone powder on the properties of concrete, Construction and Building Materials, 192, 2018, 153–166. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.119

[10] Tešić, K., Marinković, S. & Savić, A., Influence of cement replacement with limestone filler on the properties of concrete, Building Materials and Structures, 64, 2021, 165–170. https://doi.org/10.5937/grmk2103165t

[11] Proske, T., Hainer, S., Rezvani, M. & Graubner, C. A., Eco-friendly concretes with reduced water and cement contents - Mix design principles and laboratory tests Cement and Concrete Research, 51, 2013, 38–46. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.04.011

[12] Lollini, F., Redaelli, E. & Bertolini, L., Effects of portland cement replacement with limestone on the properties of hardened concrete, Cement and Concrete Composites, 46, 2014, 32–40. http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.10.016

[13] Rezvani, M., Proske, T. & Graubner, C. A., Modelling the drying shrinkage of concrete made with limestone-rich cements, Cement and Concrete Research, 115, 2019, 160–175. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.09.003

[14] Radović A., Structural concrete with reduced cement and high limestone powder content, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2025, Doctoral dissertation.

[15] Radović, A., Marinković, S. & Savić, A., Compressive strength of green concrete with low cement and high filler content, Building Materials and Structures, 64, 2021, 93–108. https://doi.org/10.5937/GRMK2102093R

[16] Radović, A., Marinković, S. & Tosić, N., High-volume limestone powder concrete as a low-carbon material for reinforced concrete beams: Experimental evidences and code predictions of long-term behaviour, Construction and Building Materials, 514, 2026. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2026.145582

[17] Radović, A., Carević, V., Radević, A., Stupar, B. & Veličkov, D. Influence of curing period on some mechanical and durability-related properties of limestone powder concrete, Building Materials and Structures, 67(3), 2024, 111-121. https://doi.org/10.5937/GRMK2400007R

[18] Dhir, R. K., Limbachiya, M. C., McCarthy, M. J. & Chaipanich, A., Evaluation of Portland limestone cements for use in concrete construction, Materials and Structures, 40, 2007, 459–473. https://doi.org/10.1617/s11527-006-9143-7

[19] Tošić N., Behaviour of reinforced concrete beams made with recycled and waste materials under long-term loading, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2017, Doctoral dissertation.

[20] Dragaš J., Ultimate capacity of high-volume fly ash reinforced concrete beams, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2018, Doctoral dissertation.

[21] Carević V., Influence of cracks on the deterioration mechanisms and durability of reinforced concrete structures, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, 2020, Doctoral dissertation.

[22] Radović, A., Carević, V., Marinković, S., Plavšić, J. & Tešić, K., Prediction model for calculation of the limestone powder concrete carbonation depth, Journal of Building Engineering, 86, 2024, 108776. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.108776

[23] Radović, A., Carević, V. & Savić, A., Accelerated and natural carbonation of high-volume limestone powder concrete: an experimental study, Building Materials and Structures, 69(2), 2026, 233–246. https://doi.org/10.5937/GRMK2600015R

[24] Carević, V., Marinković, S., Plavšić, J. & Radović, A., Service Life Design of Concrete Structures Made of High-Volume Limestone Powder Concrete—Case of the Carbonation-Induced Corrosion, Buildings (MDPI), 13(12), 2023, 3112. https://doi.org/10.3390/buildings13123112

[25] Radović, A., Carević, V. & Marinković, S., Impact of the water-curing time on the carbonation initiation period of high-volume limestone powder concrete, Building Materials and Structures, 68(2), 2025, 73-81. https://doi.org/10.5937/GRMK2500004R

[26] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, Final draft, European committee for standardization, Brussels, 2023.

[27] Hafez, H., Kurda, R., Al-Ayish, N., Garcia-Segura, T., Cheung, W. M. & Nagaratnam, B., A whole life cycle performance-based ECOnomic and ECOlogical assessment framework (ECO2) for concrete sustainability, Journal of Cleaner Production, 292(126060), 2021. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.126060

[28] Radović, A., Hafez, H., Tošić, N., Marinković, S. & de la Fuente, A., ECO2 framework assessment of limestone powder concrete slabs and columns, Journal of Building Engineering, 57, 2022, 104928. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104928

Uvodna izlaganja

Openning Lectures

doi: 10.67563/ASESCONF2026109S

Gregor Schacht[1], Max Fiedler[2], Robert Ritter[2], Silke Scheerer[3], Steffen Marx[2,3]

THE COLLAPSE OF THE CAROLABRIDGE – A TRAGIC INDIVIDUAL CASE?

Summary: The majority of small and medium-span bridges in Germany are made of prestressed concrete. All bridges are inspected at regular intervals to identify damage or load-bearing deficiencies at an early stage. Nevertheless, on September 11, 2024, the prestressed Carola Bridge in Dresden partially collapsed without prior warning. This article first provides an overview of the bridge inventory in Germany and the normative regulations governing their monitoring. It then presents the special design of the Carola Bridge and its construction. The main part focusses on the search for the causes of the failure and an attempt to reconstruct the sequence of events leading to the collapse. The article concludes with an outlook on issues relating to the future handling of bridges containing prestressing steel that is susceptible to hydrogen induced stress corrosion cracking (SCC).

Keywords: stress corrosion cracking, prestressed concrete bridge, collapse

RUŠENJE KAROLA MOSTA – TRAGIČAN POJEDINAČNI SLUČAJ?

Rezime: Većina mostovskih konstrukcija malog i srednjeg raspona u Nemačkoj izvedena je od prethodno napregnutog betona. Vrši se redovan pregled mostova kako bi se u ranoj fazi identifikovala oštećenja ili nedostaci koji redukuju njihovu nosivost. Bez obzira na uobičajene postupke monitoringa, 11. septembra 2024. godine, bez prethodnih znakova upozorenja, desilo se delimično urušavanje prethodno napregnutog most Karola u Drezdenu. Ovaj rad najpre daje pregled podataka koji se odnose na inventar mostova u Nemačkoj i normativne propise koji regulišu njihov monitoring. Rad zatim opisuje projekat konstrukcije mosta Karola. Poseban fokus je na utvrđivanju uzroka kolapsa i rekonstrukciji niza događaja koji su do njega doveli. Na kraju, rad naglašava odrednice koje apostrofiraju upotrebu mostovskih konstrukcija sa prethodno napregnutim čeličnim komponenata koje su osetljive na dejstvo vodonične naponske korozije (SCC).

Ključne reči: prsline usled naponske korozije, most od prethodno napregnutog betona, kolaps

[1] MKP GmbH, Dresden, Germany, gregor.schacht@marxkrontal.com
[2] MKP GmbH, Dresden, Germany
[3] Institute of Concrete Structures, TUD Dresden University of Technology, Dresden, Germany

1. INTRODUCTION

In 2024, there were 40.219 bridges in the stock of federal roads – these are national highway called “Bundesstraße” plus federal controlled-access highways named “Bundesautobahn” – in Germany with more than 31 million m² bridge deck area [1]. In addition, there are tens of thousands of bridges under the responsibility of the sixteen partly sovereign states, of rural and urban districts, local authorities, or e.g. the Deutsche Bahn. Since small and medium spans predominate in Germany, most of them are made of prestressed concrete. Germany's first prestressed concrete bridge was built by Dischinger in Aue in 1937 [2]. The construction method was quickly recognized as robust and efficient. The proportion of prestressed concrete within the range of used bridge building materials has risen steadily since the 1950s and now accounts for almost 70% of bridges on federal highways.

Damage cases involving corrosion-related prestressing steel breaks in prestressed structures or components are not new. International damage cases are compiled in [3]. Already between 1955 and 1965, there was an increase in reported damage cases in building construction and bridge construction. An overestimation of the load-bearing capacity of a finished structure was not the most common cause. Bulk of the damage occurred during construction or during or immediately after prestressing. The two main causes of damage were: (a) the use of prestressing steel that was susceptible to stress-corrosion cracking (SCC) and (b) deficiencies in the construction work, as moisture was often able to reach the prestressing steel unhindered.

The brisance of this issue was recognized very early. For example, strict regulations defining quality requirements for prestressing steel came into force in East Germany in the beginning of the 1950s [4]. Binding regulations were also established for protective packaging during shipping and for storage conditions prior to installation of the reinforcement. In the following decades, these regulations were continuously developed and adapted to new circumstances and knowledge. In the 1980s, a number of dramatic accidents occurred in Germany, concretely the partial collapse of the ‘Schwangere Auster’ (built with Sigma prestressing steel [5]) and a truss in a production hall in Mannheim in 1989 (built with Neptun prestressing steel [6]) brought the potential danger into focus.

As a result, a first guideline “*Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden*” (in English: Recommendations for the inspection and assessment of bridge structures built with oil-tempered prestressing steel St 145/160 Neptun N40 up to 1965) with recommendations for dealing with structures containing SCC-sensitive prestressing steel was published [7]. In [8], the group of SCC-sensitive prestressing steel was expanded to include Sigma prestressing steel and oil-tempered Hennigsdorf prestressing steel (until 1982).

2. DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE BRIDGE

The Carola Bridge was designed in the 1960s as part of a design competition by the collective Thürmer, Spoelgen from a Dresden engineering office [11]. The approximately 400 m long structure with a single haunch at axis D and five individual spans between 44 and 120 m consisted of three individual superstructures a–c which were constructed as single-cell prestressed box girders [12], Figure 1. The bridge was 32 m wide in total. The superstructures a and b carried two-lane carriageways each (bridge class 60), while a double-track tram line was placed on superstructure c. The outer edges of superstructures a and c featured 3.2 m wide sidewalks for pedestrians and cyclist. Utility lines for district heating, gas, electricity, and water were integrated into the interior of the box girders.

The external shape of the bridge was defined within the frame of the design competition. Due to highly changing moments in a continuous solution, it would not have been possible to realize the spans as planned or to calculate the system at that time. Therefore, an unusual static system

was chosen: each superstructure was subdivided by a total of three hinges (see sketch in the middle of Figure 1). This resulted in a two-span girder cantilevering 12 m towards the Elbe river in axes A–C on the Dresden old town bank. Supports D and E carry a single-span girder with two cantilevers – 44 m long towards the Elbe and 10 m long towards Dresden new town. Hinges I to III were arranged at the ends of the cantilever arms. A 64 m long suspension beam bridged the gap between the cantilever arms. An additional suspension beam was placed in the edge span on the new town side. The fixed point was located at the pier in axis D. Here, the superstructure had a maximum construction height of 5.2 m.

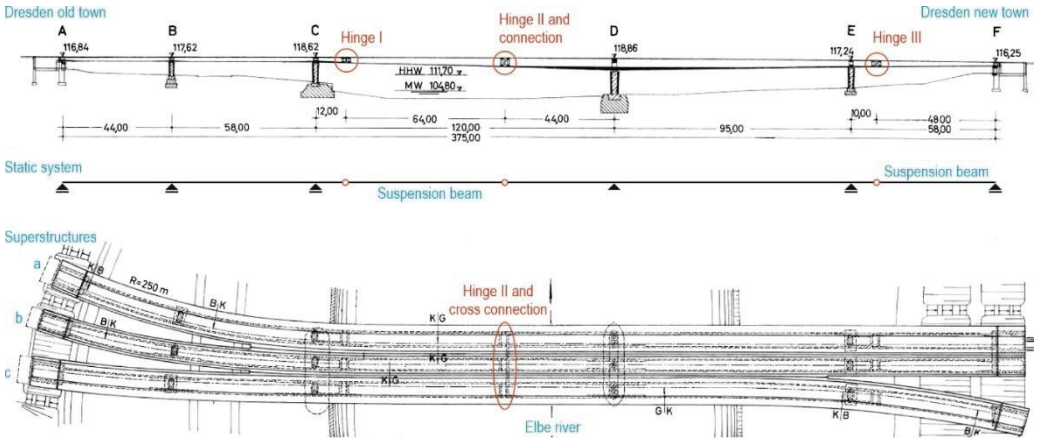


Figure 1: Longitudinal section, static system and ground plan of the Carola Bridge, left: Dresden old town, right: Dresden new town (technical drawings from [12], mod. by Silke Scheerer)

The superstructures were constructed in sections on falsework [14]. The cantilever beams on both sides of the river were erected first. Following, the suspension beam on the new town side and finally the beam over the river were concreted a bit higher than the final position, prestressed and then lowered down. The deck slab tendons were only fully prestressed and grouted after the suspension beams had been positioned. They therefore remained partially prestressed in the sheath tubes pipes for a long period of time and had to be protected against corrosion. Various measures were taken to ensure the best possible corrosion protection. In addition to temperature control and humidity monitoring in the tensioning shed, the BSG were intensively flushed with cold air through the grouting and venting openings daily between concreting and prestressing. This was primarily intended to remove any accumulated condensation. According to contemporary reports, the process was largely under control until the tendons were installed in the formwork, and no rust formation was detected. From then on, the corrosion protection measures are only sparsely documented.

The bridge was opened to traffic in June 1971. It was permanently monitored by different measuring technology, e.g. [30]. It underwent the prescribed structural inspections in accordance with DIN 1076 [10]. And it was recalculated twice. There were no signs of stress corrosion cracking. The renovation of superstructures a and b was completed in June 2024. The renovation of superstructure c was planned for 2025.

3. COLLAPSE ON SEPTEMBER 11, 2024

In the early hours of September 11, 2024, at approximately 2:58 a.m., the collapse of superstructure c of the Carola Bridge abruptly changed the cityscape of Dresden. A surveillance camera belonging to the Saxon Steamship Company, mounted on the bow of a ship, recorded the

dramatic event (Figure 2). Looking upstream, it captured exactly the critical area between axes C and D. A frame-by-frame analysis showed the collapse process: first, the area of hinge II began to sink, while a crack opened up at the support cross-section of axis D. Shortly thereafter, the contact wire came into contact with the water. A flash of lightning illuminated the darkness, accompanied by a spraying fountain. Only about eight minutes before the failure, a tram had rolled over this very bridge and most likely initiated the kinematic chain. Fortunately, there were no pedestrians or cyclists on the structure at the time of the collapse.

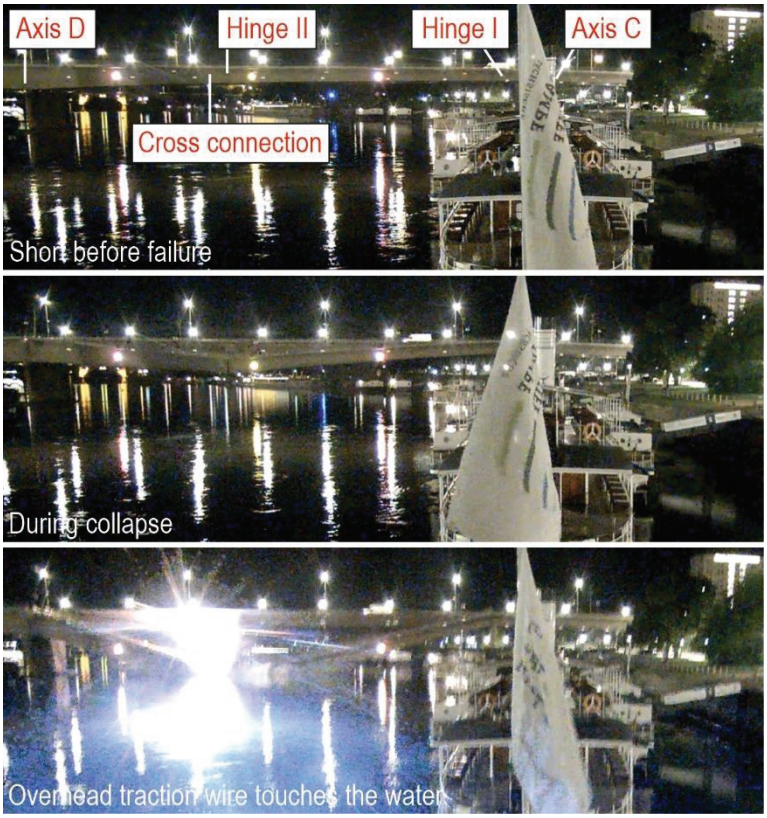


Figure 2: Recordings from a surveillance camera: initial state and moment of collapse (video from Saxon Steamship Company,[18])

At daylight, the extent of the damage became apparent (Figure 3). A state of emergency had already been declared, and the City of Dresden, the fire department, the Federal Agency for Technical Relief (THW), the police, and the German Armed Forces set up a crisis management team at the abutment on the old town side. The responsible road and civil engineering office convened a group of experts who first assessed the acute stability of the still standing superstructures a and b. A look at the torn-open cross-section in axis D of superstructure c immediately provided clues as to the cause of the damage. Just a few hours after the accident, technical documentation of the damage began – initially using drones, and later with photographs taken from the neighboring superstructure b.

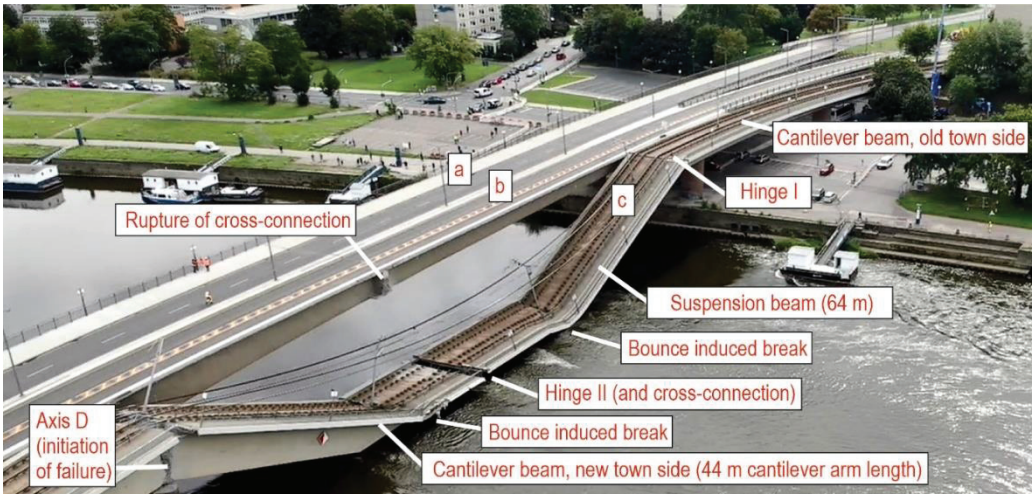


Figure 3: Carola Bridge immediately after the collapse of superstructure c (© MKP GmbH, [16][16, mod.)

4. INVESTIGATIONS AFTER THE COLLAPSE

4.1. GOAL AND EXTEND OF THE INVESTIGATION

The partial collapse of the Carola Bridge deeply shocked not only the city of Dresden but also the professional community in Germany and abroad. The sudden failure of an inner-city bridge structure of great infrastructural importance raised fundamental questions: How could such an event happen? What causes led to the failure? Where did the structural deficit occur? Why did no one detect any signs of an impending failure despite regularly bridge inspections, continuous measurements and successful recalculations? These questions concern not only the engineering assessment of the individual case, but also the derivation of possible consequences for other structures that may be at risk due to previously undetected load-bearing deficits. Last but not least, there is also the question of responsibility for this event.

In order to answer these questions, numerous investigations were carried out on samples from the Carola Bridge. The focus was on the short-term measures taken to assess the condition of the broken cross-section in axis D and to secure material samples in parallel with the dismantling of fields D–F (new town side). This had to be done quickly, as flooding was forecast immediately after the collapse. In addition, targeted investigations were initially carried out on the entire superstructure c. Later, superstructures a and b were also included in the investigations with the aim of obtaining information on their future viability and operational safety. The material-technical investigations were supplemented by an analysis of the inventory documents and interviews with contemporary witnesses, so that the course of the damage could be reconstructed and the cause of the damage clarified.

4.2. INVESTIGATION TO RECORD THE STATE OF DEGRADATION OF SUPERSTRUCTURE C

In the first few hours after the collapse, extensive photographic documentation of the general condition of the structure and, in particular, the broken cross-section at axis D was carried out. The aim was to prevent the condition assessment of the exposed reinforcement from being distorted by weather conditions and incipient corrosion. With the support of a drone squadron from the Arbeiter-Samariter-Bund (Workers' Samaritan Federation), almost all components were documented on the day of the collapse.

The condition of the prestressed wires was visually assessed and categorized. It was clearly visible that the deck slab tendons, which remained partially tensioned in the ducts during manufacturing of the suspension beams (see chapter 2), showed particularly severe pre-damage and dark corrosion on the fracture surfaces (top left photo in Figure 4). Obviously, these wires had been broken for quite some time. Fresh fracture surfaces (top right photo in Figure 4), mainly on web tendons, were metallically shiny with no signs of corrosion, but also without any ductile deformation in the form of necking in the fracture area. In some cases, tendons with visible necking were also found, indicating ductile failure.

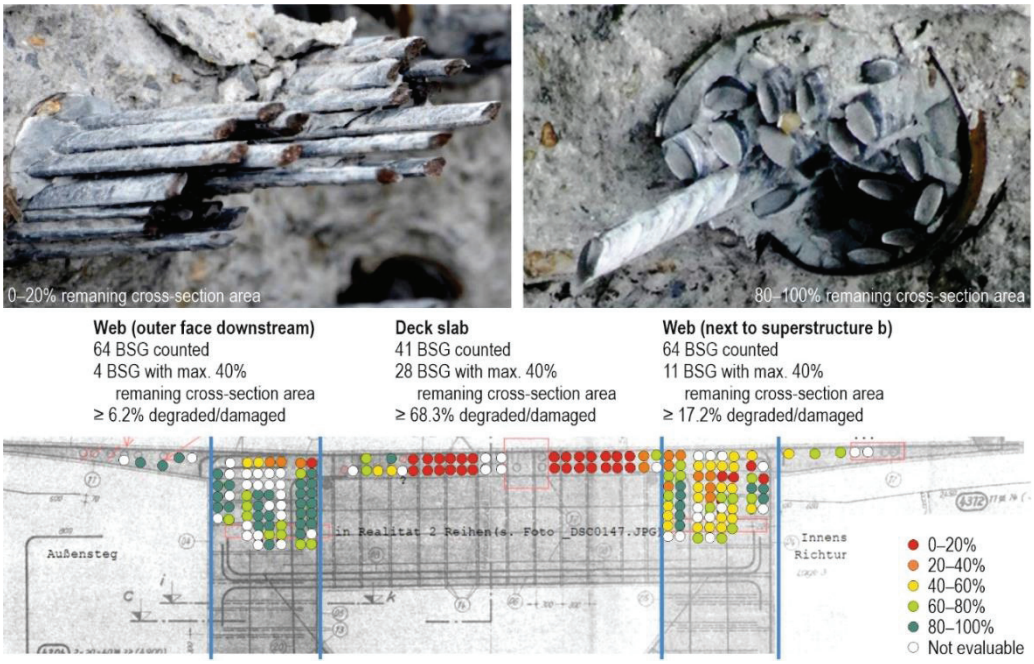


Figure 4: Results of photographic documentation of the condition of the prestressing wires, broken cross-section in axis D, superstructure c, view towards Dresden new town (© MKP GmbH,[16], [19])

In addition to the failed tendons, the broken cross-section of superstructure c was characterized by reinforcing steel that had been pulled out of the concrete in the upper reinforcement layers. This mainly 32 mm thick reinforcement showed no breaks, neckings, or cross-sectional losses, and only occasional, very minor signs of chloride-induced corrosion in the form of localized rusting of ribs. Chloride-induced pitting corrosion did not play a role in the fracture area. In the area of the deck slab, there was significant delamination in the concrete structure between the reinforcement layers. It is assumed that this damage was a direct consequence of the collapse due to the enormous deformations.

During demolition of the failed superstructure at new town side (axes D–F), as many tendon samples as possible were secured and stored for future investigations. Despite the critical timeline and lack of preparation time, individual samples and sampling conditions were documented as accurately as possible. However, with regard to the sampling location, it was often only possible to assign samples to specific spans.

Parallel to the ad hoc investigations, further diagnostic investigations were carried out on superstructure c, as the bridge parts on the old town side were to be demolished at short notice. There were only narrow time windows for further sampling in the dismantling schedule. Several approx. 1.5 m long tendon samples were taken from the remaining support areas in order to be

able to compare them with the samples from axis D. Furthermore, tendons were taken in a targeted manner in the area of overhead traction wire masts. Here, penetration of chlorides or stray current corrosion could not yet be ruled out. In addition, tendon samples were taken in the field area from below as well as drill cores from the compression zone and from the roadway.

4.3. IDENTIFICATION OF FAILURE CAUSES

The search for possible causes of the collapse began immediately at September 11. The numerous clues and hypotheses collected from the public and from experts were meticulously investigated. The exclusion principle was applied to remain objective. Hypothesis after hypothesis was refuted systematically in order to ultimately identify a probable cause of the collapse based on a combination of hypotheses that could not be refuted.

Discussions were held with contemporary witnesses from the construction phase and with people responsible for the bridge at the city of Dresden and the Dresden transport company.

As-built documents, experts' opinions and reports were analyzed. This was sometimes difficult. Only some of the as-built documents had been preserved, and the preserved documents had been outsourced for digitization at the time of the collapse. Therefore, construction plans were only gradually available at first. Documents about investigations on the Carola Bridge, e.g. sampling, recalculations, repair works, long-term and short-term measurements (e.g. [17]), were also initially very incomplete. All these kinds of documents were successively completed, evaluated and included in the evaluation.

Many hypotheses could be classified into the categories "impact" and "material resistance". The first category included a possible collapse as a result of an earthquake, of thermal effects from the district heating pipe, which was placed in the hollow box girder, or of dynamic effects during operation. In the second category, particular consideration was given to chloride-induced, microbial or stray current corrosion of the reinforcement. In addition, the condition of the concrete was of interest and the bond behavior between reinforcement and concrete in cracked areas. Special design features such as the Gerber hinges or the cross-connection were also considered.

Thanks to the steady increase in knowledge, individual hypotheses could be ruled out over time. In parallel, the range of possible causes gradually narrowed.

4.4. MATERIAL ANALYSES

The samples obtained were first documented photographically in the laboratory and then subjected to further material tests. In some of the tendon sections taken from the area of the fracture, wire breaks were already detected when the tendon was opened (Figure 5, top). In some cases, cracks were even visible to the naked eye. Many fracture surfaces showed clear signs of corrosion (wires 17 and 18 in Figure 5). It should also be noted that prestressing wires with multiple fractures and a distance of less than 15 cm were found (see wire 17 in Figure 5). This indicates an immediate re-anchoring length of a few centimeters after a break.

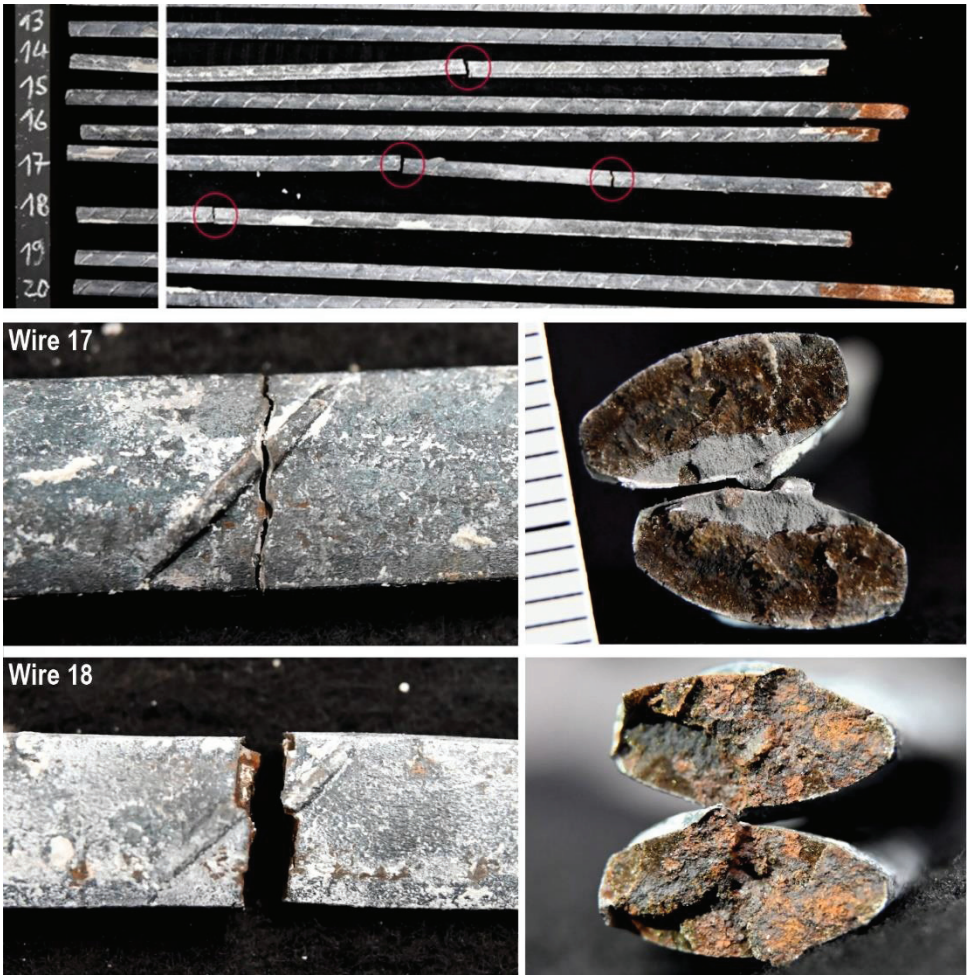


Figure 5: Breaks of wires from a tendon extracted from the failure area in axis D of superstructure c (top) and details of the breaks of the wire 17 and 18 (below) (photos: MKP GmbH,[18])

For further analysis, crack detection tests with magnetic powder, microscopic examinations of the fracture surfaces, microstructural examinations and examinations of the alloy composition carried out at the Federal Institute for Materials Research and Testing (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung – BAM), Berlin. Magnetic particle inspection (MPI) tests, cracks or material defects on the surface or close to it can be made visible under UV light using fluorescent magnetic powder particles. The top photo in Figure 6 shows a prestressing wire during MOI investigation with a large number of initial cracks, which can be clearly attributed to SCC. Figure 6 below shows a longitudinal section of a prestressing wire where the typical cracks are also clearly visible.

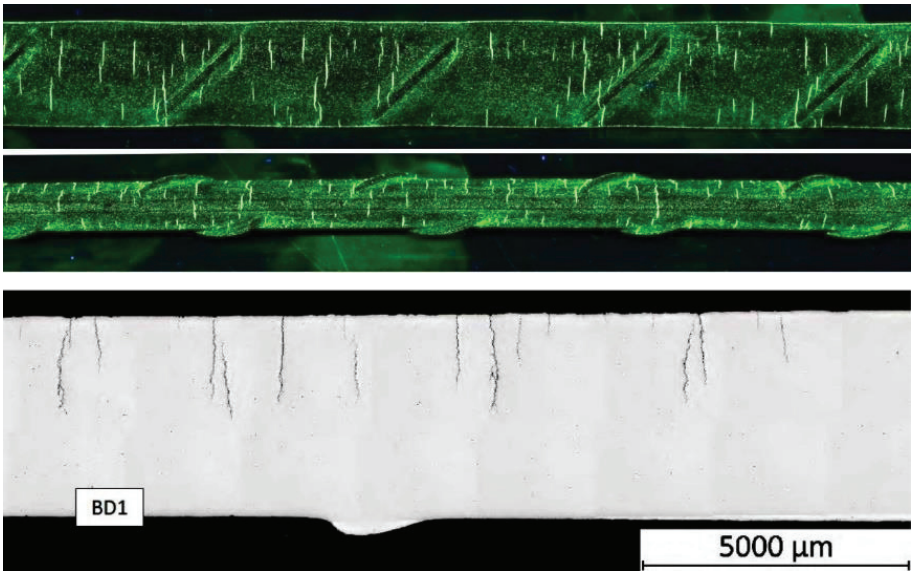


Figure 6: Initial crack detection using fluorescent magnetic powder (top) and longitudinal sectioning (bottom) of two prestressing wires taken from the Carola Bridge (photos: BAM Berlin, [16])

On the post-tensioned tendons in the deck slab in axis D, superstructure c, almost black fracture surfaces were detected on many of the prestressing wires (top left photo in **Error! Reference source not found.** 4). This type of corrosion had already been detected at a bridge that had been constructed using the tension block method [20]. It was therefore known that such oxide layers develop on fracture surfaces that were still exposed to a sufficiently high humidity but not to a high oxygen content. For the time being, however, it remained unclear why only a defined group of prestressing wires exhibited this damage pattern. No significant corrosion damage and in particular no perforation corrosion could be detected locally in the associated ducts. Interaction with penetrating media during operation of the bridge could therefore be ruled out, and also stray current corrosion for the same reason. The most likely assumption is that the prestressing wire fractures most probably occurred during construction or shortly afterwards, but, in any case, a long time ago. During later microscopic examinations of broken wires, mortar adhesions were found on some of the failure surfaces (**Error! Reference source not found.**ure 7), which are a clear indication that these breaks must have occurred before or during grouting.

Figure 7: Wire break with mortar at the fracture surface (photo: BAM Berlin, [19])

It has not yet been conclusively confirmed how the electrolyte that triggered the SpRK came into contact with the prestressing steel. In [21], a significantly increased SO_2 content in the air is suspected. The cause could be the widespread use of lignite for energy production without flue gas desulfurization at the end of the 1960s. Research had revealed daily peak values of up to 1.05 g/m³ SO_2 for the winter months at that time. This is almost 1000 times higher than the values measured today. Attempts are still underway to recreate an electrolyte and use it to treat steels from that period, including prestressed steels with a tempered structure and strength classes St125/140 and St135/150.

The alloy composition of extracted prestressing wire was also determined at BAM using spark emission spectroscopy (FES) in order to rule out any deviation of the chemical composition from the standard values and a resulting batch-by-batch increase in the susceptibility of the prestressing material. A total of eleven batches of different prestressing wire compositions were identified, most of which complied with the specifications of [13]. A higher than general susceptibility of the Hennigsdorf prestressing steel to SCC could not be deduced. The metallographic investigations showed a classic quenched and tempered microstructure with the usual edge decarburization effects in some areas. In static tensile tests at the Otto Mohr Laboratory (OML) of TU Dresden and at BAM, tensile strengths slightly above the nominal values of TGL 101-036 [13] were determined. The plastic deformation capacity was clearly reduced compared to [13]. MPI tests had not been carried out in advance. Further investigations into the tensile and fatigue behavior of prestressing wires taken from the Carola Bridge are currently being planned.

5. RECONSTRUCTION OF THE DAMAGE SEQUENCE

5.1. PHENOMENOLOGICAL INTERPRETATION

The available results indicate that stress corrosion cracking initiated during the construction phase, combined with subsequent progressive damage to the prestressing wires as a result of fatigue loading, was the main cause of the failure. Consequently, in terms of the service life of the bridge, the failure occurred randomly, although external influences contributed to or ultimately caused the failure event.

The main external influence in the hours before the collapse was a drop in ambient temperature, which, however, did not exceed the magnitude that the structure had already endured during its lifetime. When the environment cools down, there is a constant temperature change in the superstructure and also linearly varying temperature differences between the upper and lower edges of the cross-section. The latter result in vertical deformations of the superstructure from a global perspective. A cooling of the ambient temperature causes, for example, a lifting of hinge II. The coupling of the individual superstructures by the cross-connection unwanted generated a static indeterminacy indeterminate in the transverse direction, accompanied by undefinable constrained internal forces. If it is now assumed that superstructure c has already been supported for some time via the cross-connection beam by the superstructures b and a and that there was already a loss of stiffness in superstructure c due to prestressing steel failure in axis D, two scenarios for the damage sequence are conceivable.

In scenario 1, it is assumed that there was already a very large loss of stiffness in axis D of superstructure c. If superstructure c had been a separate, independent system, it would have lifted to a lesser extent than superstructures a and b at hinge II when the environment cooled down. However, due to the existing cross-connection to superstructure b, superstructure c would have been lifted or increasingly supported by it until the cross-connection beam itself failed. In the course of this failure, a redistribution of the transmitted shear force would have taken place, which would then have led to overstressing of the cross-section axis D of superstructure c due to bending.

In scenario 2, it was assumed that the loss of stiffness in axis D of superstructure c had only a minor effect on the deformations of an independent superstructure c system. In this case, superstructure c at hinge II would have risen more than superstructures a and b, as it exhibited a deviating, linearly variable temperature change over the cross-section height due to the missing road surface. As a result, the cross-connection was relieved and the bending stress in axis D increased. This in turn caused overloading there and thus further damage until superstructure c was again sufficiently deposited on the cross-connection as a result of the decreasing cross-sectional stiffness. A state of equilibrium was briefly restored. As the ambient temperature continued to decrease, this process may have been repeated several times, leading to progressive damage in axis D of superstructure c. Similarly, the traffic may have generated fatigue-relevant stresses, e.g. due to the locally concentrated load introduction via the rail support point humps. Ultimately, the stiffness of superstructure c at axis D was reduced to such an extent that scenario 1 was forced to occur and the cross-connection beam and subsequently superstructure c in axis D failed completely.

In addition to the global influence that the change in ambient temperature had on the system, non-linear temperature differences resulted in residual stress states in individual components, which acted as additional stresses on the respective cross-sections. This could have led to additional tensile stresses in the tendons close to the surface and further accelerated the progression of damage in the prestressing wires, particularly in the area of the cross girder inside the box-girder at axis D (deck slab height approx. 1.40 m).

The hinge gap measurements at hinge II [15] showed that the last tram crossing approx. 8 min before the complete failure had initiated a reversal process in the superstructure deformation at this point and that, contrary to the expected superstructure deformation, hinge II did not rise any further as a result of the ambient temperature change. During the streetcar crossing, there was also a partial force redistribution from superstructure c to superstructures b and a, which were not under traffic load at that time. This additional load was absorbed by the cross-connection beam and it can be assumed that no overloading of the connection had occurred up to that point. Accordingly, progressive prestressing wire damage must have occurred in axis D in a short period of time before the collapse event. Analogous to the above description of the process for the ambient temperature change, the interaction between weakening in axis D and increased stress on the cross-connection led to its failure. The streetcar crossing therefore also contributed to the progression of damage in axis D.

5.2. SPECIAL FEATURES OF THE CONSTRUCTION

Mathematical investigations have shown that the impacts that occurred at the time of failure or shortly before did not cause any particularly large or unusual stresses. On the contrary, the cross-section of axis D of superstructure c had already been in a critical condition for some time. Even if the structure had almost only had to support itself, even a small number of further wire breaks would have led to overstressing. This was facilitated by the fact that, particularly in the case of superstructure c, the variable actions that actually occur cause only a small proportion of the bending stress in axis D (cf. [15]). An externally visible announcement of the poor condition of the cross-section at axis D of superstructure c was prevented by the support of the cross-connection at hinge II.

The structural analyses of the Carola Bridge have confirmed that the structure was designed, structurally developed and built with a very high cross-sectional utilization, see [12, 18]. This special feature stood in the way of a pronounced crack formation indicating failure. The expected crack widths remained clearly below the normative limit values for prestressed concrete components, so that the announcement of a critical condition for load bearing capacity would in fact not have taken place at all or only much too late. A reliable prediction, e.g., according to the crack-before-fracture criterion [7], [9], would therefore not have been possible with the permissible and usual methods.

6. CONCLUSION AND OUTLOOK

In summary, it can be stated that the bridge was inspected and monitored in accordance with established engineering standards. Nevertheless, there was no advance warning of an impending failure, and, based on current knowledge, it would not have been possible to detect one. Other damage cases in Germany, such as the bridge over the national highway B 2 near Leipzig, the Damaschke Bridge in Magdeburg, the A 100 ring road bridge at the motorway interchange 'Funkturm' in Berlin, and the bridge on the B 101 near Großenhain, were only detected because there was a reason for a targeted inspection. Consequently, there is a need to critically examine the current national regulations and to adapt them.

The Federal Ministry of Transport (Bundesministerium für Verkehr – BMV) has initiated the research project "Investigation and verification of the causes of the failure of the Carola Bridge with a view to reviewing and possibly revising regulations for concrete bridges" (funding code 15.0729/2024/HRB), in which the effects of the findings from the collapse of the Carola Bridge on other structures are being investigated. As part of the project, the results of the investigations on the Carola Bridge and findings from other privious and current damage cases are being compiled and evaluated. The aim is to identify generally applicable correlations in order to achieve a targeted adaptation of the current guidelines and instruction for action.

REFERENCES

[1] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Bauwerksprüfung nach DIN 1076 – Bedeutung, Organisation, Kosten [Building inspection according to DIN 1076 - importance, organization, costs] [Documentation]. 2013. online available: https://www.bmv.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/dokumentation-bauwerkspruefung-nach-din-1076.pdf?__blob=publicationFile.

[2] Utsch JH, Jahn T. Die Entwicklung der externen Vorspannung – Die Bahnhofsbrücke in Aue/Sachsen [The development of external prestressing – the bridge „Bahnhofsbrücke" in Aue/Saxony, Germany]. Beton- und Stahlbetonbau 1999;94(8):328–338. doi: 10.1002/best.199901200

[3] Nürnberger U: Analyse und Auswertung von Schadensfällen bei Spannstählen [Analysis and evaluation of damage cases to prestressing steels]. Bonn-Bad Godesberg: Bundesminister für Verkehr; 1980 (Bundesminister für Verkehr, editor. series Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik [Research road construction and road traffic engineering]; issue 308).

[4] Herberg W. Spannbetonbau (2 Teile) [Prestressed concrete (2 parts)]. 2nd ed. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft; 1960.

[5] Schlaich J, Kordina K, Engel H-J. Teileinsturz der Kongresshalle Berlin – Schadensursachen, zusammenfassendes Gutachten [Partial collapse of the Berlin Congress Hall – causes of damage, summary report]. Beton- und Stahlbetonbau 1980;75(12):281–294. doi: 10.1002/best.198000490

[6] Nürnberger U, Beul W. Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle [Investigations on traffic structures made of prestressed concrete to assess the hazard potential due to stress corrosion cracking of prestressing steels] [Final report of BMV project FE 15.209 R91P, 2 parts: BAM: no. Vh 1341 and FMPA: no. 34-10566]. Berlin/Stuttgart; 1994.

[7] Der Bundesminister für Verkehr. Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden [Recommendations for the inspection and assessment of bridge structures built with tempered prestressing steel St 145/160 Neptun N40 up to 1965]. Bonn-Bad-Godesberg: Bundesminister für Verkehr; 1993.

[8] Ehmann R. Spannungsrisskorrosion von Spannstählen [Stress corrosion cracking of prestressing wires]. BAW-Brief 2006;(3):1–6. URI: https://hdl.handle.net/20.500.11970/100501

[9] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS). Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion) [Instruction for the inspection and assessment of older bridge structures built with quenched and tempered prestressing steel at risk of stress corrosion cracking (instruction stress corrosion cracking)]. Berlin; 2011. Download: https://www.bast.de/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Entwurf/Handlungsanweisung-Spannungsrisskorrision-Entwurf.pdf?__blob=publicationFile&v=1.

[10] Deutsches Institut für Normung (DIN). Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung [Engineering structures in connection with roads - inspection and test]. Berlin: DIN Media GmbH; 1999. DIN 1076:1999-11. doi: 10.31030/8499929

[11] Slavik V. Studienwettbewerb für die neue Elbebrücke in Dresden [Study competition for the new Elbe bridge in Dresden]. Bauplanung – Bautechnik 1964;18(3):124–135

[12] Berger R, Franke M, Thürmer E. Projektierung der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke [Project planning for the Dr. Rudolf Friedrich Bridge]. DIE STRASSE 1971;11(6):266–277

[13] DDR. Spannstahl St 140/160 ölschlußvergütet – Stahlmarken Technische Lieferbedingungen [Prestressed steel St 140/160 oil-tempered – Steel grades Technical delivery conditions]. Valid from 01.08.1966 to 31.12.1968, Berlin; 1966. TGL 101–036.

[14] Fleischer H, Göbel W, Haffner P, et al. Bauausführung der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke [Construction of the Dr. Rudolf Friedrich Bridge]. DIE STRASSE 1971;11(6):278–290

[15] MKP GmbH. Gutachten zur Ursache des Teileinsturzes Zug C [Expert opinion on the cause of the partial collapse of superstructure C]. Dresden: MKP; report on behalf of state capital Dresden, road and civil construction authority; 31.03.2025.

[16] Scheerer S, Schacht G, Fiedler M, et al. Der Einsturz der Carolabrücke und die Folgen [The collapse of the Carola Bridge and its consequences]. In: Marx S, editor. Tagungsband des 34. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken [Proceedings of the 34th Dresden Bridge Construction Symposium. Planning, construction, repair, and retrofitting of bridges], 2025 March 19–20; Dresden; 2025. p. 15–33. doi: 10.25368/2025.054

[17] Schleicher C. Langzeituntersuchungen an der Carolabrücke Dresden [Long-term investigations on the Carolabrücke bridge in Dresden]. Bautechnik 1994;71(1):15–22

[18] Marx S, Scheerer S, Schacht G, et al. Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 1: Vom ambitionierten Entwurf bis zum tragischen Teileinsturz [Collapse of the Carola Bridge in Dresden Part 1: From the ambitious design to the tragic partial collapse]. Beton- und Stahlbetonbau 2025;120(7):526–536. doi: 10.1002/best.20250002

[19] Schacht G, Marx S, Scheerer S, et al. Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 2: Untersuchungen zu den Einsturzursachen und die Folgen [Collapse of the Carola Bridge in Dresden Part 2: Investigations into the causes of the collapse and the consequences]. Beton- und Stahlbetonbau 2025;120(10):837–846. doi: 10.1002/best.70008

[20] Steinbock O, Bösche T, Ebell G, et al. Erfahrungen aus dem Rückbau der Brücke am Altstädter Bahnhof in der Stadt Brandenburg – Teil 1: Untersuchung und Erkenntnisse zum Ankündigungsverhalten bei großformatigen Spanngliedern mit spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl [Experiences form the deconstruction of the Bridge Altstädter Bahnhof in the city of Brandenburg – Part 1: Investigation and findings on the announcement behavior of large-format tendons with pre-stressing steel susceptible to

stress corrosion cracking]. Beton- und Stahlbetonbau 2022;117(8):572–580. doi: 10.1002/best.202200051

[21] Ebell G, Seifert L, Müller T. Aus Schaden wird man klug – Der Teileinsturz der Carolabrücke liefert neue Prüf- und Schädigungsansätze für vergütete Spannstähle [Errors are a source of learning – the partial collapse of the Carola Bridge has provided new testing and damage assessment approaches for tempered prestressing steels]. In: Zimmermann M, editor. TAGUNGSBAND 43. Vortrags- und Diskussionstagung Werkstoffprüfung 2025 [CONFERENCE PROCEEDINGS 43rd Lecture and Discussion Conference on Materials Testing

U-2
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026110R

Vlastimir Radonjanin[1], Mirjana Malešev[2]

BEFORE ANY INTERVENTION: THE CHALLENGE OF STRUCTURAL ASSESSMENT

Summary: Before any strengthening, repair, reconstruction or adaptation of an existing structure can begin, engineers face one of the most demanding tasks in practice: establishing its true condition. Structural assessment is far more than a routine inspection - it is an investigative process combining field observation, testing, material science, structural analysis and engineering judgement to interpret incomplete or hidden evidence. The reliability of every subsequent intervention depends directly on how accurately this initial step is performed. The paper discusses why structural assessment is inherently complex, what makes it demanding in practice, and why it represents the foundation of every informed engineering decision on existing structures, illustrated through practical examples from bridges, buildings and other engineering structures.

Keywords: structural assessment, structural diagnostics, existing structures, non-destructive testing, engineering judgement

PRE BILO KAKVE INTERVENCIJE: IZAZOV PROCENE STANJA KONSTRUKCIJA

Rezime: Pre nego što bilo kakvo ojačanje, sanacija, rekonstrukcija ili adaptacija postojeće konstrukcije mogu da otpočnu, inženjeri se suočavaju sa jednim od najzahtevnijih zadataka u praksi – utvrđivanjem njenog stvarnog stanja. Procena stanja konstrukcije daleko je više od rutinskog pregleda – to je istraživački proces koji objedinjuje terensko opažanje, ispitivanja, poznavanje materijala, proračunsku analizu i inženjersko rasuđivanje radi tumačenja nepotpunih ili skrivenih pokazatelja. Pouzdanost svake naredne intervencije direktno zavisi od toga koliko je precizno sproveden ovaj početni korak. Rad razmatra zašto je procena stanja po svojoj prirodi složena, šta je čini zahtevnom u praksi i zašto predstavlja temelj svake utemeljene inženjerske odluke na postojećim konstrukcijama, ilustrovano primerima sa mostova, industrijskih objekata i zgrada.

Ključne reči: procena stanja konstrukcija, dijagnostika konstrukcija, postojeće konstrukcije, ispitivanja bez razaranja, inženjersko rasuđivanje

[1] Institute for Testing, Assessment and Repair of Structures, Novi Sad, Serbia, radonjanin.vlastimir@gmail.com
[2] Institute for Testing, Assessment and Repair of Structures, Novi Sad, Serbia, malesev.mirjana@gmail.com

1. INTRODUCTION

No intervention on an existing structure, whether repair, strengthening, reconstruction, a change of use, or even a more detailed analysis, can begin before the true condition of that structure has been reliably established. This very step, structural assessment, represents the most critical and, in practice, the most demanding phase in the life cycle of any engineering structure. Unlike the design of new structures, where the engineer defines the input parameters, in the assessment of existing structures the engineer starts from the unknown: from a structure whose loading history is often incompletely documented, whose materials have deteriorated in ways that are not always visible, and whose actual behaviour under load can only be assessed indirectly.

Structural assessment is not a checklist, nor a routine inspection. It is an investigative process that requires a combination of field observation, testing, knowledge of material and structural behaviour, familiarity with different construction techniques, and, above all, engineering judgement capable of interpreting incomplete or concealed evidence. In practice, the success of every subsequent intervention, be it repair, strengthening, adaptation, or a restriction of use, depends directly on how reliably this initial, diagnostic step has been carried out. An incorrect or incomplete assessment inevitably propagates through all subsequent decisions, often with serious consequences for safety, durability and the economics of the intervention.

This paper aims to highlight the complexity of the process of assessing the condition of existing structures, to systematise the main sources of that complexity, and, through examples from the authors' own engineering practice, to show how decisions are made in real conditions on the basis of incomplete and often contradictory data. Particular emphasis is placed on the fact that structural assessment is not only a technical but also an intellectual challenge, one that requires experience that cannot be fully replaced by even the most modern equipment or the most advanced computational tools. It should be noted that this paper deals with complex assessments carried out after earthquakes, fires, floods, changes of load or use, or the appearance of major damage, in short, whenever a clear and responsible answer must be given regarding the condition of a structure and the possible engineering options. Accordingly, this paper does not discuss the routine and main inspections prescribed by structural regulations, carried out at specified time intervals, which have their own place in the continuous monitoring of structures.

2. WHAT DOES STRUCTURAL ASSESSMENT REALLY INVOLVE?

In professional practice, structural assessment is often reduced to a visual inspection and the drafting of a report on observed damage. Such an understanding is, however, considerably narrower than the actual content of this process. Structural assessment is, in essence, a combination of diagnostics, interpretation, prediction of future behaviour and, ultimately, an engineering decision on how to proceed with the structure.

A comprehensive structural assessment comprises a whole range of activities, the scope and sequence of which must be adapted to each individual structure. In their own practice, the authors of this paper have most often applied a general assessment methodology, developed in cooperation with Prof. Folić and Prof. Muravljov. In simplified form, this methodology comprises the following, interrelated activities:

- Review of existing design and technical documentation,
- Macroscopic inspection of the structure and its immediate surroundings,
- Detailed visual inspection of the structure, condition "survey",
- Non-destructive and destructive "in-situ" testing of the structure,
- Laboratory testing of material samples taken from the structure,
- Numerical modelling and structural analysis (based on the established, rather than assumed, condition),

- Other tests and measurements (load testing, geodetic scanning of underground structural parts, 3D laser scanning of above-ground parts, vibration measurement, geotechnical site investigation…)
- Analysis of all collected data on construction, service history, previous interventions, recorded damage, results of field and laboratory testing, and results of the structural check calculation... This phase is of particular importance, since it is here that engineering judgement and experience come into play, linking all previously obtained results and information into a single, consistent conclusion.
- Preparation of a structural condition assessment report, with a proposal of global repair measures, where applicable.

None of the above activities, taken in isolation, provides a complete and reliable picture of the condition of a structure. Visual inspection does not reveal internal deterioration; non-destructive tests provide indirect rather than direct indicators; destructive methods (such as extracting concrete cores) are local in character; while computational models depend directly on the quality of the input data, which must be provided precisely by field and laboratory investigations. Only by combining all sources of information, with a critical check of their mutual consistency and interrelation, the engineer can reach a decision in which there is genuine confidence. For this reason, structural assessment is rightly regarded as one of the most demanding disciplines in civil engineering, since it draws together knowledge from several different fields.

Since a process of assessment conceived in this way objectively takes a relatively long time and involves additional cost, many building owners try to shorten this phase, or request that the scope of field and laboratory investigation be reduced, wishing to reach a repair solution as quickly as possible, sometimes even without establishing the actual causes of the observed damage. However, even where the client or owner is prepared to accept the real risks arising from an incorrectly established diagnosis of the causes of damage or deterioration, a detailed inspection and testing of the structure must never be skipped! Ultimately, responsibility for everything that happens to the building and its structure in the future remains permanently linked to the findings of the structural assessment.

Although conclusions on the causes of damage and the condition of a structure are, almost without exception, based primarily on the engineer's own judgement and experience, the use of established recommendations and proven assessment methodologies, together with adherence to recognised classifications of damage and its causes, can help to:

- shorten the duration of the diagnostic process,
- avoid an incorrect assessment of the structure's condition, and
- increase the effectiveness of any subsequent repair or strengthening solutions.

3. WHY IS STRUCTURAL ASSESSMENT COMPLEX AND CHALLENGING?

The complexity of assessing the condition of existing structures, especially those that have been in service for a long time, arises from several interrelated sources of uncertainty. The key categories of challenges faced by an engineer during structural assessment, irrespective of structure type, building use, or the material of construction, are systematised below.

3.1. INCOMPLETENESS OF INFORMATION

An engineer assessing the condition of an existing structure rarely has a complete insight into its true condition. For a large number of older structures, no original design documentation exists, which directly increases the scope of field investigation required. Even where design or as-built documentation is available to some extent, planned field measurements and tests must still be

carried out on the structure itself, in order to verify existing data or fill gaps in missing information.

A large part of a structure is, as a rule, not directly accessible for inspection, like foundations, the interior of cross-sections, connections covered by cladding or installations, and parts exposed to an aggressive environment without safe access. What is visible at the surface often does not faithfully reflect what is happening inside the cross-section, or in locations that cannot be inspected. The discrepancy between the assumed and the actual condition is one of the most frequent causes of incorrect assessment, and is revealed only once well-planned and sufficiently extensive field investigations have been carried out.

3.2. SPECIFIC NATURE OF THE MATERIALS USED

Each of the materials used in reinforced-concrete, prestressed, steel, timber, composite or masonry structures has its own specific character and "history" of installation, care, service and deterioration, which differs from structure to structure, and even from element to element within the same structure. The quality of the materials used, the construction technology employed at the time of building, and the service conditions to which the structure has been exposed all directly affect the actual material properties, which as a rule differ from the design and code values. For this reason, every structural assessment must be based on actually established, rather than assumed, material characteristics, which always requires an appropriate scope of testing.

3.3. AGEING, DETERIORATION AND ENVIRONMENTAL EFFECTS

Structures inevitably age over time, and the rate and nature of this ageing depend on the material, the structural system, and the environmental conditions. Carbonation of concrete and chloride contamination lead to reinforcement corrosion; changes in moisture further cause deterioration of timber and masonry structures; material fatigue endangers steel structures exposed to repeated loading; while an aggressive industrial or marine environment significantly accelerates all of the above processes. Deterioration is, as a rule, neither uniform nor linear in time, it accelerates once certain limit states are reached (for example, once carbonation reaches the reinforcement, or once the first cracks appear), so that an assessment based solely on the current condition, without understanding the deterioration mechanism and its dynamics, may significantly misjudge the remaining service life of the structure.

3.4. UNCERTAIN LOADING HISTORY

The actual loading history to which a structure has been exposed during its service life is rarely fully known or documented. Changes in building use, occasional overloading, unplanned alterations to the structural system, seismic events to which the structure has been exposed, as well as dynamic and vibration effects, are all factors that can leave a trace on the structure, a trace that is not always unambiguously recognisable at the time of inspection. Without reliable data on previous loading, the engineer is forced to draw part of the conclusions indirectly, on the basis of traces of damage, deformation or deterioration, which again calls for considerable experience and "forensic" ability on the part of the assessing engineer, or introduces an additional degree of uncertainty into the assessment process.

3.5. LIMITATIONS OF FIELD TESTING AND MEASUREMENT

Field investigations on the structure are an indispensable part of structural assessment, but they too have their limitations. A visual inspection of all parts of a structure is, as a rule, carried out from close range, and even when performed by a specialist experienced in the "forensic" inspection of structures, it provides only a starting point, and most often an insufficient basis for drawing final conclusions. In practice, numerous in-situ testing methods are therefore also used,

which, according to their effect on the parent structure, are divided into NDT (Non-Destructive Testing), SDT (Semi-Destructive Testing) and DT (Destructive Testing). In recent years, equipment for NDT methods has been further improved, and an engineer carrying out a structural assessment has complete freedom to select different methods from each of the three groups listed, provided that the load-bearing capacity and stability of the structure are not compromised. Naturally, this presupposes that the engineer understands, both in principle and in practice, how each piece of equipment works, the quality of the data obtained, and, above all, is able to judge whether a given method might cause additional damage to the structure under investigation. A common feature of all NDT methods is that they provide indirect, rather than direct, indicators of the condition of the material and the structure, and that each has a limited range of application, either in terms of penetration depth or in terms of the type of defect it is able to detect. Semi-destructive (SDT) and destructive (DT) testing methods, on the other hand, provide more direct data, but are as a rule strongly local in character and limited in scope, so that their results must be generalised to the entire structure with caution.

For these reasons, no single testing method can be considered sufficient on its own; a reliable assessment in practice therefore requires the combination of several complementary methods, interpreted together with the visual inspection and the computational analysis of the structure's condition.

3.6. THE NEED FOR ENGINEERING JUDGEMENT

Data obtained through inspection and testing do not, in themselves, constitute a structural assessment. They represent input information that still has to be interpreted. It is not uncommon for two experienced engineers, starting from the same field and laboratory data, to arrive at different interpretations of a structure's condition and different recommendations for further action. This difference does not stem from a lack of expertise, but from the very nature of the problem: the assessment of an existing structure is always made under conditions of incomplete information, so that engineering judgement, grounded in experience with similar structures, remains an irreplaceable part of the process. Standards and guidelines may define the framework and methodology, but the final evaluation and the responsibility for the decision made, always rests with the engineer who interprets the data collected.

The extent to which the level of knowledge of a structure directly affects its structural calculation is best illustrated by EN 1998-3, which covers the “assessment and retrofitting of buildings for earthquake resistance”. This standard introduces the Knowledge Level (KL) of an existing structure, together with a Confidence Factor (CF) applied in the calculation of the load-bearing capacity. The CF values are 1.35 for KL1, 1.20 for KL2 and 1.00 for KL3. The Knowledge Level (KL) is determined on the basis of three independent sources of information, all of which must be assessed: the geometry of the structure, the details (reinforcement layout and connections), and the quality of the materials used. It follows that the time, money and expertise invested in understanding and defining an existing structure directly affect the results of the seismic retrofit calculation, and hence the rationality of the repair works. For example, the highest level of knowledge, KL3 (with CF = 1.00), requires original construction drawings, original material test reports, a comprehensive inspection, and extensive in-situ testing. This confirms the central thesis of this paper: the quality of the final decision does not depend solely on the computational model applied, but above all on how reliably the true condition of the structure has been established, something that cannot be compensated for by a computational factor, but only through direct field investigation.

4. EXAMPLES FROM PRACTICE

The theoretical framework of structural assessment is best understood through concrete examples from practice, in which the challenges described above, like incomplete information,

material variability, deterioration, uncertain loading history and testing limitations, intertwine and jointly shape the final engineering decision. Several examples from the authors' own practice are presented below, with emphasis on the diagnostic dilemma faced by the authors and the key decision that resulted from it.

Example 1: The road bridge over the DTD canal has been in use for road traffic since 1961. The bridge is a prestressed-concrete, three-span continuous girder structure, with spans of 17 m + 41 m + 17 m. A visual inspection of the bridge from the outside gave no indication whatsoever of the critical condition of the structure.

Figure 1: General view of the road bridge over the DTD canal

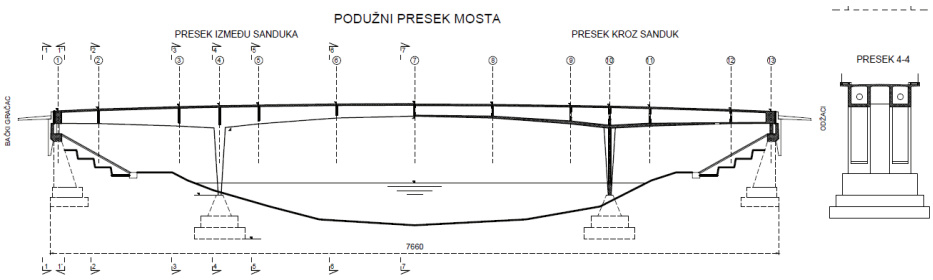


Figure 2: Longitudinal section and cross-section of the bridge

However, after entering the box girders through a narrow opening in the bottom slab and working our way through openings in the cross-diaphragms, we discovered that the bridge was, quite literally, one step away from total collapse! Based on this finding, traffic on the bridge was restricted immediately, and a repair design was prepared which included the complete replacement of the prestressing tendons.

Figure 3: Broken wires in the upper row of the prestressing tendon on axis B, damp stains and traces of rust around the openings used for the subsequent concreting of the tendon

The essence of the problem with this and similar bridges is that the most critical elements of the bridge structure, the prestressing tendons, remain effectively “hidden” inside the box girders for the structure's entire service life, meaning that routine inspections from the outside alone can lead to catastrophic consequences.

Example 2: After several months of searching, we found parts of old archival design documents, including the report of the technical acceptance commission, which cast an entirely different light on the structure of the railway bridge at Novi Beograd. This continuous, prestressed reinforced-concrete bridge carries 5 tracks and, until two years ago, when we carried out the condition assessment and repair, had been in service for 55 years. The bridge is 474 m long overall and 56 m wide.

Figure 4: General view of the railway bridge at Novi Beograd, from above and below

Some of the information we uncovered by reviewing the original documentation proved extremely valuable in assessing the bridge's condition and in making decisions during the preparation of the repair and strengthening design.

The bridge was built by three large contractors: G.P. „Rad“, G.P. „Mostogradnja“ and KMG „Trudbenik“. Different specified concrete grades and three different contractors contributed to a wide scatter in the results of concrete compressive strength testing, and ultimately to the assessment of very low concrete strength classes within the structure.

Even during construction, the bridge had problems with the calculated proof of load-bearing capacity, owing to the specified concrete quality not being achieved in certain track girders; consequently, immediately after construction, these girders were repaired by adding new prestressing tendons in the space between the two box girders. It is highly questionable whether, without this documentation, anyone would have entered that narrow space between the boxes and discovered this important structural fact.

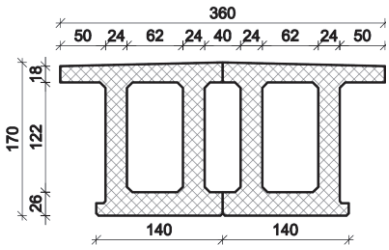


Figure 5: Cross-section of the precast box track girders

Once the as-designed condition is known, it becomes possible to identify what was changed during construction. The differences we discovered were as follows:

- In one bridge unit, in certain spans, cast-in-situ monolithic track girders were built instead of the precast track girders.
- In another bridge unit, over the 33 m span, at the locations of the intermediate passenger platforms, ribbed slabs were installed instead of the precast troughs.

– In a third bridge unit, in the zone of an existing staircase, precast solid slabs, supported on additional secondary girders, were installed instead of the precast troughs.

Example 3: On 6 April 2000, a fire broke out in the building of the Novi Sad Open University. The fire started on the 12th floor and very quickly spread in both vertical directions to the top six floors of the building (floors 8–13). As a result of the fire, the load-bearing structure of the building was damaged, and the façade, interior finishes and installations on the affected floors were partially or completely destroyed.

Figure 6: 11th floor affected by the fire

Figure 7: 9th floor affected by the fire

The search for documentation took a full five months. By the time we had almost completed the condition assessment and the structural check calculation, the most persistent member of our team managed to locate a large part of the original design documentation. In addition to all the characteristic fire damage to the concrete and reinforcement, on this building we identified, for the first time, another form of "hidden" damage. This was internal delamination, a crack within the interior of the cross-section, located at a depth of approximately 10 cm from the surface, which we subsequently detected regularly inside the fire-affected reinforced-concrete columns.

Figure 8: Crack within the concrete of RC columns affected by the fire

Example 4: The water tower in Beočin is a masterpiece of civil engineering, and even of architecture, in the field of reinforced-concrete structures from the late 19th century. For our team, this structure was a major challenge, since at the outset we had not a single piece of data on the structure available to us. We learned that it had been designed by the Hungarian engineer Szilárd Zielinski, and later discovered that he had also designed the water tower in Szeged as the subject of his doctoral thesis, the first reinforced-concrete structure ever built in Hungary.

Figure 9: The first water tower built of reinforced concrete in Hungary (1904, Szeged, Hungary)

Figure 10: Beočin water tower, Serbia, 1902, still in use

Figure 11: Digital twin

This comparison helped us understand the design concept the engineer had applied to these structures. During extensive investigations, which lasted almost a year, we discovered that flat steel bars had been used as stirrups, and we came across some of the earliest connectors used for lapping reinforcement bars.

Figure 12: Use of flat steel bars as stirrups in RC beams

Example 5: The remaining piers of the old bridge over the Danube in Novi Sad, presented a new challenge. Underwater cameras failed to produce usable results, so, in the middle of winter, we engaged professional divers, trained them for the task, and carried out an underwater survey of the massive piers and foundations.

Figure 13: Use of boats and barges to prepare for the inspection of the piers

Figure 14: Diver preparing to be lowered into the Danube

5. FROM DIAGNOSIS TO DECISION

Structural assessment is never an end in itself, it provides the basis for deciding how to proceed with a structure. Based on the established condition, the test results and the check calculation, the engineer chooses among several possible interventions:

- adaptation of the structure to new requirements and uses,
- repair of damaged or deteriorated structural elements,
- strengthening of the structure to increase load-bearing capacity and stability,
- restriction of the use of the structure, where repair or strengthening cannot currently be carried out or are not economically justified,
- establishment of a structural health monitoring system, where it is necessary to track the development of observed phenomena before a final decision is made,
- demolition of the structure, where this is technically and economically justified.

None of these decisions is universally "correct", each depends on the reliability of the previously conducted assessment, the resources available, the importance of the structure, the acceptable level of risk, and, ultimately, the intentions of the owner. The owner's intentions play a significant role: if operations are soon to cease, or the use of the building is about to change, it may be reasonable to consider a cheaper, faster solution combined with more frequent monitoring, rather than an expensive, extensive repair, thereby knowingly accepting a shorter remaining design service life for the structure. Precisely for this reason, an inaccurate or incomplete assessment jeopardises not only the technical soundness of the chosen solution, but also its economic justification. In other words, a wrong diagnosis can lead just as easily to an excessively costly and unnecessary strengthening scheme as to a dangerous underestimation of the actual risk. The quality of the final decision on an intervention directly reflects the quality of the assessment that preceded it. The title of this paper, "Before Any Intervention: The Challenge of Structural Assessment," points precisely to this inseparable link.

It should also be honestly acknowledged that, in practice, structural assessment is often perceived as a waste of time and money; few owners fully appreciate the value of extensive field and laboratory work, or of complex numerical models exploring numerous variants, which further complicates the delivery of a high-quality assessment under real-world conditions.

6. THE FUTURE OF STRUCTURAL ASSESSMENT

A significant and highly topical step forward in this field is the standard EN 1990-2:2026, *Eurocode: Basis of structural and geotechnical design, Part 2: Assessment of existing structures*, adopted by CEN/TC 250 on 18 March 2026 as part of the so-called second generation of Eurocodes. It is the first unified, pan-European normative framework devoted exclusively to the assessment of existing structures, developed over many years, from the 2015 report of the

European Commission's Joint Research Centre (JRC), through the technical specification CEN/TS 17440:2020, to the final normative standard. The standard formally confirms what practice has long recognised: structural assessment is a fundamentally different activity from the design of a new structure. In new design, material properties and geometry are merely assumed through statistical distributions, whereas in an existing structure they already exist and, in principle, can be established, albeit with real effort, cost and uncertainty arising from hidden details, limited testing scope and deterioration accumulated during service. For this reason, EN 1990-2 explicitly recognises the iterative nature of assessment: it allows the process to begin with a simpler analysis, which is then refined if the results are not satisfactory, as well as the possibility of graded conclusions, rather than a simple pass/fail verdict. The standard, however, deliberately does not cover material-specific rules (these remain within the material Eurocodes, e.g. EN 1992 for concrete), does not cover seismic assessment, which remains within the scope of EN 1998-3 with the previously discussed concept of knowledge levels and confidence factors, nor does it define when an assessment should be initiated or how its results should subsequently be used in asset management.

Technological development over the past decade has significantly expanded the possibilities for assessing the condition of existing structures, without changing the essence of the problem: it remains necessary to reliably interpret incomplete data about a real structure, and increasingly to do so in real time. Digital twins enable continuous comparison between the computational model and the actual behaviour of the structure; structural health monitoring (SHM) systems enable the continuous recording of deformations, displacements, vibrations and environmental effects; while artificial-intelligence-based methods are increasingly assisting in the automated detection of damage from images, video footage or sensor data. Advanced NDT methods,such as high-resolution ground-penetrating radar, infrared thermography, ultrasonic phased-array systems, real-time acoustic emission – enable more extensive and more reliable testing with fewer access constraints. Integration of structural condition data with BIM models, together with the potential to analyse large datasets (big data) collected through long-term monitoring, opens the way to a more systematic and more predictable management of the existing stock of structures.

Nevertheless, despite all these technological advances, one fundamental fact remains unchanged: tools change and improve, but the interpretation of the data collected still requires an experienced and responsible engineer who understands structural behaviour. Technology extends what we are able to measure, but it does not replace what we must interpret.

7. CONCLUSION

The assessment of existing structures represents the foundation of every responsible engineering intervention. It is not a first step carried out routinely and quickly, ahead of the “real” work of designing a repair or strengthening scheme; it is the process that determines whether all subsequent decisions will be based on the actual condition of the structure, or on assumptions that may later prove to be wrong. Incomplete available information, material variability, deterioration caused by ageing and environmental effects, uncertain loading history, and the inherent limitations of every testing method make structural assessment one of the most demanding tasks in civil engineering.

The practical examples presented in this paper confirm that a reliable structural assessment requires a combination of technical knowledge, experience, and a willingness to accept that a complete picture of a structure's condition can never be obtained. New technologies will continue to extend the limits of what we are able to measure and monitor, but the responsibility for interpretation and for the final decision remains with the engineer. For this reason, structural assessment should be recognised not as a formality preceding the “real” engineering work, but as its integral and most responsible part, because, as highlighted in the title of this paper, before any intervention stands the challenge of structural assessment.

Finally, it is worth highlighting one practical recommendation: ideally, the repair or strengthening design should be prepared by the same team of engineers who carried out the structural assessment, since, after the time spent in the field and analysing all the data collected on the structure, no one knows that structure better than they do.

REFERENCES

[1] EN 1990-2:2026 (Main), Eurocode - Basis of structural and geotechnical design - Part 2: Assessment of existing structures, published on 18 March 2026 (CEN/TC 250).

[2] SRPS EN 1998-3:2015, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.

[3] SRPS EN 1504-9:2010 Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Part 9: General principles for the use of products and systems.

[4] Radonjanin V., Malešev M., Folić R., Sotakova D.: The Assessment of the High Building Structure Damaged in a Fire, The 7th International Scientific Conference, Kosice, Slovakia, 2002, pp. 67-74.

[5] Radonjanin V., Folić R., Malešev M.: Investigation, Evaluation and Repair of Reinforced Concrete Structures Damaged in Fire, Workshop "Extreme Loadings, Aging and Durability of Concrete Structures", Hydro-Quebec, McGill University, Montreal, 2004.

[6] Radonjanin V., Malešev M., Folić, R., Kolaković, S.: Investigation and assessment of river piers of the Franz Joseph bridge on the Danube in Novi Sad, 5th International Conference on bridges across the Danube "Bridges in Danube basin", Novi Sad, 2004, pp. 367-376.

[7] Radonjanin V., Malešev M.: Causes and manifestation of most frequent damage in masonry structures, 11th International Simposium of MASE, Ohrid, 2005, pp. 489-497.

[8] Radonjanin V., Malešev M., Folić R.: Assessment and repair of the bearing structure of a multi-storey parking garage, Journal of Building Appraisal, Volume 2, Issue 4, Palgrave Macmillan, London, UK, 2007, pp. 335-354.

[9] Malešev M., Radonjanin V.: Damage of the main city sewer after half century of service life and repair possibilities, International Conference "Structural Faults & Repair - 2010", Edinburgh, UK, 2010, pp. 12. (ISBN 0-947644-67-9)

[10] Radonjanin V., Malešev M., Lađinović Đ., Folić R.: Repair and Strengthening of Masonry Buildings Damaged by Earthquake Action, keynote lecture, 7th Scientific and Professional Conference "Condition Assessment, Maintenance and Repair of Structures and Settlements", 2011, pp. 13-24, (ISSN 978-86-904089-9-3)

[11] Radonjanin V., Malešev M., Folić R., Lukić I.: Assessment and Repair of the Bearing Structure of Gradiska Cultural Centre After Fire, Journal Technical Gazette, Vol. 21 No. 2, ISSN 1330-3651, 2014, pp. 435-445,

[12] Malešev M., Radonjanin V., Šupić S., Lukić I., Draganić S.: The assessment of RC structure of a compensation tanks in Novi Sad, International Conference "Civil Engineering – Science and Practice", GNP 2016, 978-86-82707-30-1, Montenegro, 2016, pp. 831 - 839.

[13] Malešev M., Radonjanin V.: Fire Damages of Reinforced Concrete Structures and Repair Possibilities, 1st International Conference on Construction Materials for Sustainable Future, Zadar, Croatia, keynote lecture, 2017, pp. 628-636.

[14] Radonjanin V, Malešev M., Šupić S., Lukić I., Draganić S., Rašeta A.: Assessment of Prestressed RC Structure of Road Bridge Over the Canal DTD on the Road Odžaci - Bački Gračac, Conference “Condition assessment, maintenance and rehabilitation of structures”, 978-86-88897-09-9, Vršac, 2017, pp. 165 - 174.

[15] Furgan S., Malešev M., Radonjanin V., Marinković M.: Characteristic Defects and Damages of Two RC Arch Bridges in Tripoli; iNDiS 14, Novi Sad, 2018, ISBN: 978-86-6022-105-8

[16] Malešev M., Radonjanin V., Bukvić O., Šupić S., Lukić I., Bulatović V.: Assessment of RC Structure as Part of the RTV Center in Novi Sad, Conference "Assessment, maintenance and rehabilitation of structures", 978-86-88897-12-9, Zlatibor, 2019, pp. 253 - 262.

[17] Radonjanin V., Malešev M., Lukić I., Šupić S.: Repair of RC structure of road-pedestrian bridge over Lepenica river in Kragujevac, Building Materials and Structures, 2021, 64 (3), pp. 215-222, DOI: 10.5937/GRMK2103215R

[18] Radonjanin V., Malešev M., Brujić Z., Lukić I., Šupić S., Pantić V.: An Engineering Challenge: Revitalizing a 120-Year-Old Concrete Water Tower, keynote lecture, Int. conference "Civil Engineering – Science and Practice", Kolašin, 2024, pp. 111-130.

[19] Lukić I., Malešev M., Radonjanin V., Šupić. S., Pantić V., Lukić L.: Assessment, rehabilitation and reconstruction of religious buildings in Vojvodina – Examples from practice, Conference "Condition assessment, maintenance and rehabilitation of structures", 2024, DOI: 10.46793/SGISXIII.04IL

[20] Pantić V., Šupić S., Malešev M. Radonjanin V., Lukić I.: Assessment of an Industrial Hall Structure – "Novkabel" Factory Complex in Novi Sad, Conference: "Condition Assessment, maintenance and rehabilitation of structures" 2026. DOI: 10.46793/SGIS26e.155P

U-3
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026111T

Vesna Terzić[1]

RESILIENCE-BASED SEISMIC DESIGN: FROM THEORY TO ENGINEERING PRACTICE

Summary: Current seismic building codes aim to protect life safety by allowing controlled damage to lateral-load-resisting systems. Although this approach prevents collapse, buildings may remain unusable and impose significant consequences on communities and infrastructure. Resilience-based seismic design seeks to reduce these impacts, yet challenges remain in its practical application. This study examines one such challenge—the selection and availability of appropriate component fragility functions—through assessment of a modern 30-story reinforced-concrete core-wall building. Two models subjected to identical seismic demands are compared: a FEMA P-58 model using the closest available fragilities and a Custom model using component-specific fragilities derived from representative experimental data. Damage predictions are propagated through the F-Rec framework to evaluate functionality and recovery. Results demonstrate that practical application of existing resilience-assessment frameworks depends critically on the availability of reliable and appropriate component fragility functions.

Keywords: functional recovery, F-Rec framework, custom fragilities, tall building

ASEIZMIČKO PROJEKTOVANJE SA ASPEKTA OPORAVKA: OD TEORIJE DO INŽENJERSKE PRAKSE

Rezime: Važeći seizmički propisi za zgrade imaju za cilj zaštitu života ljudi dopuštanjem kontrolisanih oštećenja sistema za prijem horizontalnih opterećenja. Iako se ovakvim pristupom sprečava rušenje, zgrade mogu ostati neupotrebljive, uz značajne posledice po zajednicu i infrastrukturu. Seizmičko projektovanje zasnovano na sposobnosti oporavka (resilience-based seismic design) nastoji da smanji ove posledice, ali i dalje postoje izazovi u njegovoj praktičnoj primeni. U ovom istraživanju razmatra se jedan od tih izazova — izbor i dostupnost odgovarajućih funkcija fragilnosti komponenti — kroz procenu savremene tridesetospratne zgrade sa armiranobetonskim zidovima jezgra. Porede se dva modela izložena identičnim seizmičkim zahtevima: model FEMA P-58, u kojem su primenjene najsličnije dostupne funkcije fragilnosti, i prilagođeni model (Custom model), u kojem su korišćene funkcije fragilnosti specifične za pojedine komponente, izvedene na osnovu reprezentativnih eksperimentalnih podataka. Predviđena oštećenja dalje se obrađuju u okviru metodologije F-Rec radi procene funkcionalnosti i vremena oporavka. Rezultati pokazuju da praktična primena postojećih metodologija za procenu otpornosti i sposobnosti oporavka u presudnoj meri zavisi od dostupnosti pouzdanih i odgovarajućih funkcija fragilnosti komponenti.

Ključne reči: funkcionalni oporavak, metodologija F-Rec, prilagođene funkcije povredljivosti, visoka zgrada

[1] California State University Long Beach, USA, vesna.terzic@csulb.edu

1. INTRODUCTION

Over the past two decades, beginning with the development of the PEER performance-based earthquake engineering (PBEE) framework (described by Miranda and Aslani, 2003), substantial progress has been made toward resilience-based evaluation of individual buildings and building infrastructure. Comerio (2006) and Comerio and Blecher (2010) demonstrated that post-earthquake downtime includes not only physical repair but also delays associated with inspection, financing, engineering, permitting, and contractor mobilization, providing an empirical basis for subsequent impeding-factor and mobilization models. Cimellaro et al. (2010) formalized seismic resilience in terms of the loss and subsequent restoration of functionality over time. Mitrani-Reiser et al. (2012) advanced functional-loss assessment by relating structural and nonstructural damage and disruptions to utilities, equipment, supplies, and personnel to building functionality, while Mieler and Mitrani-Reiser (2018) synthesized the state of the art in earthquake-induced loss-of-functionality assessment and highlighted the broader consequences of building downtime.

FEMA P-58 (2012; revised 2018) established a standardized probabilistic methodology linking seismic demands to component damage and consequences, providing the component-level damage and repair information needed for subsequent recovery assessments. Its companion Performance Assessment Calculation Tool (PACT, 2012) enabled practical implementation of the methodology by integrating building information, engineering demands, component fragilities, and consequence functions to probabilistically estimate repair costs, repair times, casualties, and other losses. The subsequent development of the open-source NHERI-SimCenter Pelicun platform (Zsarnóczay et al., 2019) provided a flexible computational implementation of component-based probabilistic damage and loss assessment, facilitating FEMA P-58-type analyses and their integration with functional-recovery frameworks.

Building on these developments, REDi (Almufti and Willford, 2013) extended performance assessment toward resilience-based design by incorporating downtime, impeding factors, repair sequencing. Terzic and Yoo (2016) subsequently developed a building repair-time model incorporating realistic repair sequencing, labor allocation, concurrent-repair constraints, and resource availability. Terzic et al. (2021a,b) proposed F-Rec, the first probabilistic framework for building-level functional-recovery assessment that explicitly links component damage to system- and building-level functionality through fault-tree analysis and combines these functional dependencies with repair scheduling and mobilization time.

At the national level, NIST SP 1254/FEMA P-2090 (2021) established functional recovery as an explicit seismic-performance objective and provided recommendations for its incorporation into codes and standards. Building on existing concepts and methodologies, Molina Hutt et al. (2022) subsequently developed a probabilistic framework for evaluating temporal recovery to multiple performance states, including stability, shelter-in-place, reoccupancy, functional recovery, and full recovery. Finally, the integration of F-Rec with iRe-CoDeS in F-RecN+iRe-CoDeS (2023) extended detailed building-level recovery assessment to regional systems by incorporating infrastructure interdependencies and resource constraints. Collectively, these developments illustrate the evolution of PBEE from damage- and loss-based assessment toward explicit probabilistic evaluation of post-earthquake functionality and its recovery over time.

While significant advances have been made in developing frameworks and computational tools for resilience-based assessment of individual buildings, substantial challenges continue to limit their practical application. Among these, the availability and quality of component fragility functions remain particularly important. Fragility functions provide the fundamental link between engineering demand parameters and physical damage and, therefore, directly affect all subsequent predictions of functionality, repair requirements, recovery time, and economic loss. Despite their importance, experimentally validated fragilities remain scarce for many structural, architectural, and MEP components, particularly for modern or building-specific systems. Consequently, resilience assessments frequently rely on fragilities developed for components that only

approximately represent those present in the building. Differences in component geometry, materials, detailing, installation, boundary conditions, and governing damage mechanisms, as well as the choice of EDP used to characterize demand, can result in substantially different damage predictions.

Similar limitations exist in consequence assessment. Reliable estimates of repair cost, repair duration, labor requirements, and functional impairment require consequence functions that appropriately represent each damage state and the specific building and regional context. These data are often even more limited than fragility data and can vary substantially with construction practices, labor and material availability, building occupancy, and local market conditions. Furthermore, translating physical damage into loss of functionality requires characterization of dependencies among structural and nonstructural components, building systems, and the services they provide. Such dependencies are highly building-specific and remain difficult to generalize.

Additional uncertainty arises from factors external to the building itself. Functional recovery can depend on the availability of power, water, telecommunications, transportation, and other lifeline services; access to contractors, specialized labor, equipment, replacement components, and financing; permitting, inspection, and regulatory processes; and the recovery of surrounding infrastructure and businesses. Broader socioeconomic conditions, including displacement of occupants, workforce availability, insurance and financing capacity, and competition for recovery resources, can further influence recovery. For major disasters, supply-chain disruptions, inflation, regional resource shortages, and broader economic or geopolitical conditions may also substantially affect the availability and cost of materials, equipment, and specialized services. These factors are inherently uncertain, spatially and temporally variable, and generally difficult to represent within current building-level resilience frameworks.

Thus, increasing the sophistication of recovery models alone does not necessarily improve the reliability of resilience predictions if the underlying damage and consequence models are not representative of the building being assessed. In particular, because component fragilities constitute the first link between calculated seismic demands and all subsequent damage, loss, and recovery calculations, inappropriate fragility selection can propagate through the entire assessment and substantially alter the predicted resilience of a building. This study focuses on this fundamental source of uncertainty by examining how the use of generic versus component-specific fragility functions affects predicted damage, functionality, and functional recovery of a modern tall building.

To investigate the influence of fragility representation on building resilience predictions, this study utilizes F-Rec framework to evaluate the seismic performance and functional recovery of a modern 30-story reinforced-concrete building using two alternative performance models. The first model uses the closest available component fragilities from the FEMA P-58 library, representing the approach commonly required when building-specific fragilities are unavailable, while the second incorporates component-specific fragilities developed from experimental data for systems representative of those installed in the building. Both models are subjected to identical seismic demands, allowing differences in predicted damage, functionality, and recovery time to be attributed directly to the adopted fragility representations. Particular attention is given to components for which the two models differ in the governing EDP, damage-state capacities, or underlying damage mechanisms, including reinforced-concrete walls, coupling beams, slab-column connections, window walls, and elevators. The resulting damage states are propagated through a functional-recovery analysis to quantify how differences at the component level affect system functionality, repair requirements, and ultimately building recovery. In this manner, the study demonstrates how differences introduced at the fragility-selection stage can propagate through the entire resilience-assessment process and materially influence conclusions regarding post-earthquake building performance. Finaly, the study identifies fragility development as a critical need for improving the reliability and practical applicability of resilience-based assessment.

2. FRAMEWORK FOR EVALUATION OF FUNCTIONAL RECOVERY OF A TALL BUILDING

Functional recovery of a 30-story residential building designed in accordance with the current building codes for a site in downtown Los Angeles is evaluated utilizing the novel probabilistic framework for modeling functional recovery, F-Rec framework (Terzic et al. 2021a; Terzic et al. 2021b; Terzic and Villanueva 2021). F-Rec framework is integrated into performance-based earthquake evaluation methodology (PBEE) (Miranda and Aslani 2003), as depicted in Figure 1.

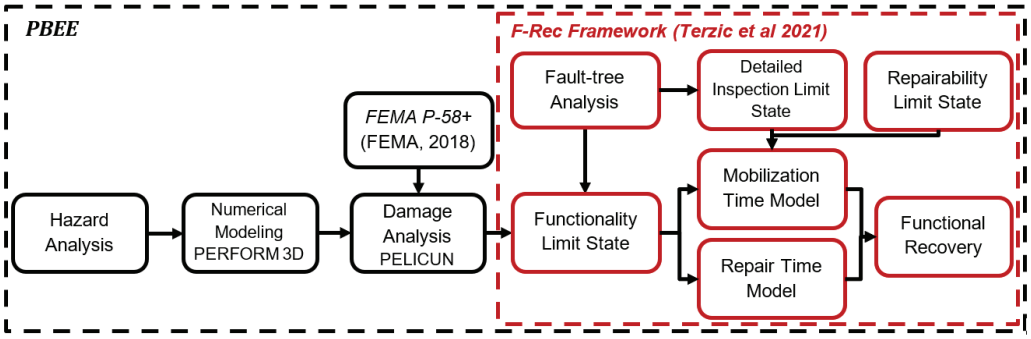


Figure 1: Framework for modeling functional recovery

The major outcome of the model is the recovery curve, which provides information on post-earthquake functionality (expressed as a percentage of the area within a building with preserved functionality), the total duration of recovery (i.e., recovery time), and path of recovery. The framework consists of three integrated moduli: 1) model for evaluation of post-earthquake functionality, 2) repair time model, and 3) mobilization time model. These three models are next described in more detail.

2.1. PROBABILISTIC MODEL FOR EVALUATION OF POST-EARTHQUAKE FUNCTIONALITY

A probabilistic building-level model for evaluation of post-earthquake functionality is essential for the proper estimation of the post-earthquake recovery process (Cimellaro et al. 2010; Burton et al. 2015; Terzic et al. 2016; Mieler and Mitrani-Reiser 2018; Sun et al. 2019). One such model, proposed by Terzic and Villanueva (2021), is incorporated in the F-Rec framework (Terzic et al. 2021a,b). The model is aligned with PBEE methodology and utilizes damage assessment results in conjunction with fault trees of complex building systems to find the percent of building area with compromised functionality. A generic fault tree, which relates the functionality of a complex building system to the state of its subsystems, is shown in Figure 2 (the term “Fails” means either full or partial (local) loss in building functionality). Furthermore, each subsystem has its fault tree that relates the damage state of its components to the functionality of the subsystem; an example of the subsystem fault tree is presented in Figure 3 for the HVAC system (see Terzic and Villanueva 2021 for other subsystems). To evaluate the functionality of building subsystems and the entire building through a fault-tree analysis, the model utilizes probabilistic limit state functions (LSFs) of individual building components as the primary user-defined inputs. These LSFs define the damage thresholds of components to partially (locally) and fully (globally) impair the building functionality.

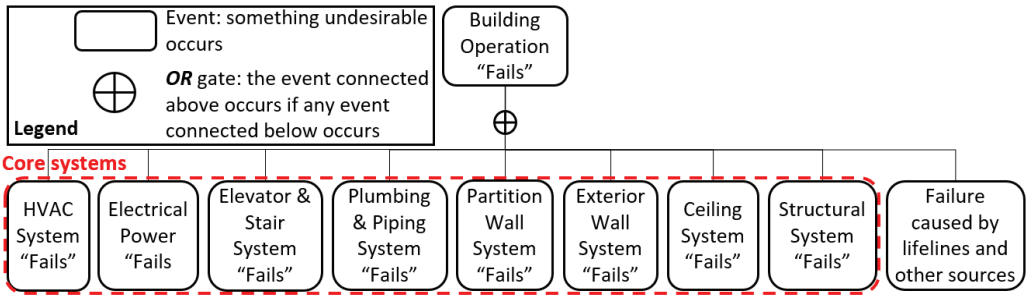


Figure 2: Generic fault tree for a complex building system (Terzic & Villanueva, 2021)

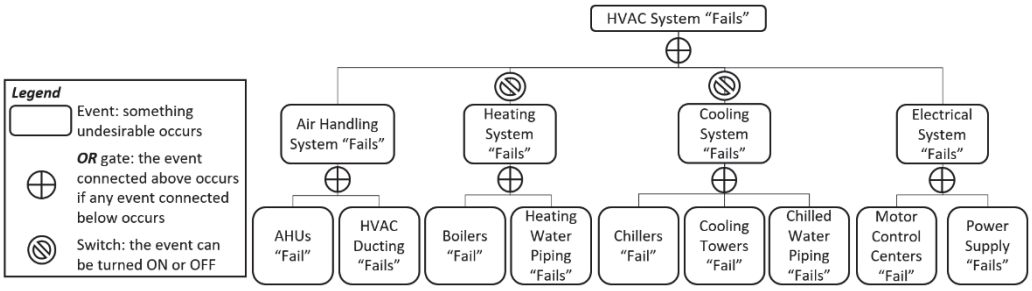


Figure 3: HVAC system fault tree (Terzic & Villanueva, 2021)

2.1.1. Functionality Limit State

In line with FEMA P-58 methodology, the information on damage states of all building components generated through the Monte Carlo process is utilized to explore the effect of uncertainty on the predicted loss of functionality. For each possible damage state of the building (i.e., a realization of the Monte Carlo simulation) the loss of functionality for the entire building is calculated following the procedure presented by Terzic and Villanueva (2021) and expressed with the following outcomes:

1. 0% loss of functionality, when all subsystems are fully functional;
2. X% (partial) loss of functionality ($0 < X < 100$), when the function of some of the subsystems is compromised, while the rest of the building is open and functional; and
3. 100% loss of functionality, when any of the critical subsystems fail.

The functionality outcomes from all realizations are used to construct a post-earthquake functionality limit state, which is expressed as a probability that the "X" percent loss in functionality will be reached.

The unique features of the model are its capabilities to generate probabilistic post-earthquake functionality limit state for a particular earthquake scenario and to isolate building components that impair its functionality. The proposed model is highly flexible; it has a modular structure that allows easy extension and addition of new features.

2.2. REPAIR TIME MODEL

The Terzic et al. (2016) and Yoo (2016) repair time model (implemented in the F-Rec framework) was developed in collaboration with general contractors to realistically reflect current construction practices accounting for differences between new construction and repairing earthquake-induced damage. This repair time model, schematically presented in Figure 4, consists of two components: 1) *Repair Scheduling* that can accommodate any repair sequencing and considers realistic labor allocations, and 2) *Resource Scheduling*, which provides an efficient way of reducing workers during labor congestions while minimizing its prolonging effect on the

project duration. The model considers sporadic spatial distribution of earthquake-induced damage at different floors of a building, the potential for the limited availability of the repair space that might slow down the repairs, and surge in construction demand that might impact large urban areas following a natural disaster.

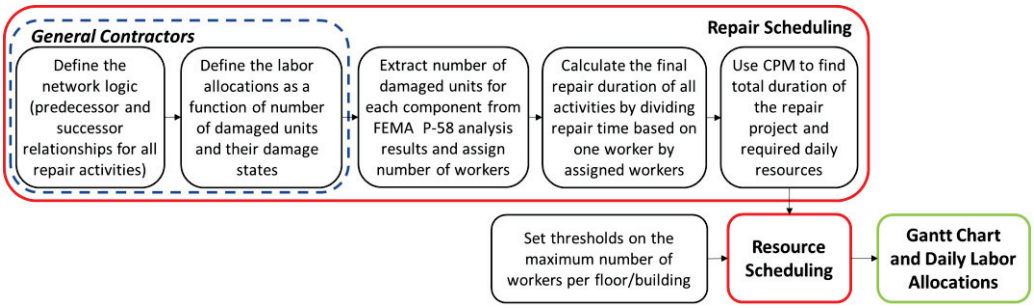


Figure 4: Repair time model for one realization of Monte Carlo simulation of FEMA P-58 assessment (Terzic et al. 2021a)

The repair scheduling method uses the logic network for a repair project, set by defining the predecessor/successor relationships and the number of floors repaired simultaneously for each repair activity, as well as labor allocations for different repair activities defined based on the severity and extent of damage to the building components; see Yoo (2016), Terzic et al. (2018), Terzic et al. (2020) for examples of logic networks and labor allocations generated in collaboration with general contractors. For every building component, the number of damaged units and their damage states are extracted from FEMA P-58 analysis results and used for labor allocations resulting in durations of repair activities. Repair durations of different damaged components are next used within the Critical Path Method (CPM) to find the total duration of the repairs and required daily labor resources. The outcomes of the method are the repair time fragility function, Gantt chart, and daily resource allocations for a selected realization.

2.3. MOBILIZATION TIME MODEL

The mobilization time model implemented in the F-Rec framework is an extension of the model proposed by Terzic et al. (2015). The model is based on Comerio's study (2006), complemented by FEMA 352 (FEMA, 2000) post-earthquake inspection strategies, and information collected from interviews with general contractors, building inspectors, structural engineers, and facility managers who were greatly involved in the recovery of Los Angeles following the 1994 Northridge earthquake. The flowchart shown in Figure 5 presents the adopted mobilization time model highlighting mobilization activities (shown blue) and their relationships based on the damage state of the building. The mobilization activities are modeled as lognormal functions to account for uncertainty associated with their durations that is dependent on socio-political factors, the economy, and the size and importance of the affected region. Median mobilization activities are defined by mobilization time functions that depend on many parameters including the severity of the damage, the number of damaged components in the building, relative contributions of structural and nonstructural damaged components to the overall damage, building's loss ratio, local economy, and importance and size of the building (all of these are presented in detail by Terzic et al. 2021a).

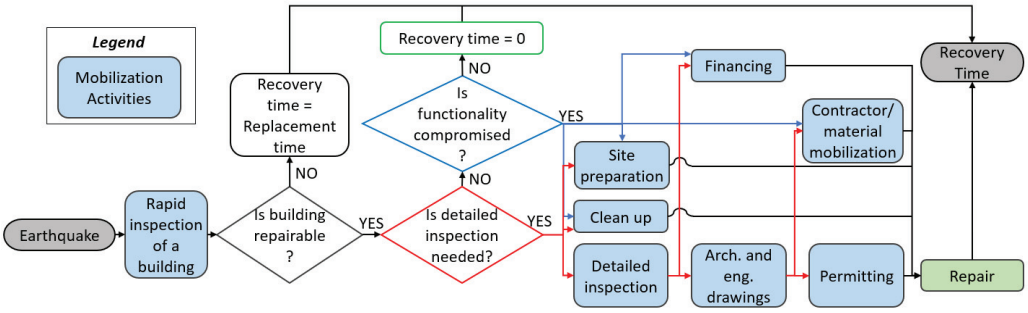


Figure 5: Schematic representation of the mobilization time model highlighting mobilization activities and their relationships based on the damage state of the building (Terzic et al. 2021a)

To support the calculation of mobilization time, as presented in Figure 5, it is necessary to evaluate three probabilistic limit state functions: repairability limit state (RLS), detailed inspection limit state (DILS), and functionality limit state (FLS). While FEMA P-58 provides a methodology for evaluation of RLS, Terzic and Villanueva (2021) propose the method for evaluation of FLS (a short description is provided in this paper) and Terzic et al. (2021a) propose a method for evaluation of DILS. Similar to FLS, DILS is developed by fault tree analysis, which utilizes information on structural and nonstructural damage of building components to evaluate if a detailed inspection is needed. The fault tree for the detailed inspection is derived from interviews with facility managers and building inspectors and is presented by Terzic et al. (2021a). A detailed inspection by structural engineers has typically been requested if a building has significant structural damage that would result in unsafe placard or if there is severe damage to nonstructural subsystems (e.g., piping, ceiling, exterior walls, and partition walls) that can hint of the presence of structural damage.

3. PERFORMANCE ASSESSMENT OF TALL RC CORE WALL BUILDING

3.1. BUILDING DESCRIPTION

The building is a 30-story residential building located in Los Angeles, California, recently designed by WSP Building Structures in accordance with LATBSDC (2023) performance-based seismic design methodology. The building consists of a core wall with coupling beams surrounded by concrete gravity columns and outrigger columns. In addition to 30-stories above ground, there are 4 basement levels of a parking structure surrounded by basement walls. Figure 6 shows the typical plan views of the basement levels and the typical above-grade floors from Stories 3 through 30. The first two floors of the building comprise the podium levels, which extend above grade from the basement structure.

In accordance with LATBSDC (2023) recommendations the building serviceability analysis was performed using a 43-year return period earthquake with 2.5% viscous damping. For the serviceability analysis, ductile elements (coupling beams for core wall building) were allowed to reach 150% of their capacity. The minimum strength was calculated based on the maximum of the 43-year return earthquake and wind loads. Subsequently, the building design was verified through nonlinear response-history analysis using a nonlinear finite element model developed in PERFORM-3D and Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE) ground motions. Core wall shear, basement wall shear, and diaphragms were designed as force-controlled elements to remain essentially elastic under the MCE-level ground shaking. In addition, wall flexure and coupling beam shear behavior were treated as deformation-controlled components that are expected to experience nonlinear behavior, where nonlinear deformations of these components were all checked against appropriate limits.

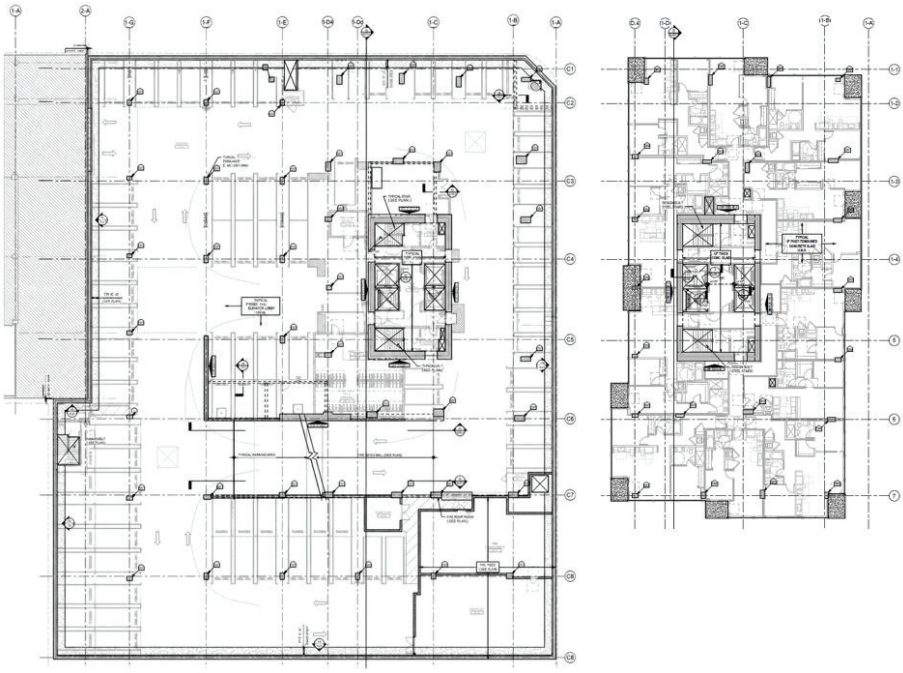


Figure 6: 30-story RC core-wall building: plan view of basement floors (left) and plan view of typical tower floors (right)

3.2. NONLINEAR ANALYSIS RESULTS

The analytical model of the building was subjected to a set of 11 ground motions representative of the MCE hazard level. The resulting building responses are presented in Figure 7 and include peak interstory drift ratios, peak floor accelerations, representative wall pier rotations, representative coupling beam (CB) rotations, and representative outrigger beam rotations. In addition, Table 1 presents the maximum residual interstory drift ratios (RID) obtained from the response-history analyses. Although several of these response quantities (i.e., floor acceleration, wall pier rotation, outrigger beam rotation) are not typically used as acceptance criteria in performance-based seismic design, they are used in this study as engineering demand parameters (EDPs) for evaluating component damage and the associated consequences (e.g., repair time and repair cost).

Results presented in Figure 7 show the median engineering demand parameter (EDP) and 90th percentile EDP. As observed from Figure 7, median peak interstory drifts (PID) for the MCE-level shaking are typically less than 2.5%, suggesting that the building overall deformation is within the limits used for the performance-based design of 3.0%. Interstory drifts in the X direction are approximately 25% larger than those in the Y direction, primarily due to the shorter length and resulting lower lateral stiffness of the reinforced concrete core in the X direction. The distribution of floor accelerations shows the largest values at the podium levels, followed by a relatively uniform response along the building height above the third story above grade. The analyses predicted median peak floor accelerations of less than 1.0g above the third story above grade and between 1.0g and 1.7g within the podium levels and below. Total wall pier rotations were relatively small, with median values ranging from 0.002 to 0.004 rad. Coupling beam rotation demands were generally larger in the Y direction, with the maximum median rotation reaching approximately 5.0%, below the 6.0% acceptance limit specified by the LATBSDC guidelines. Beams of outrigger system had median rotation typically less than 0.025 rad. Finally, interstory residual drifts (Table 1), obtained after sufficient free vibration of the building,

averaged 0.588%, with a maximum value of 1.65%. The presented results are used as input for the recovery model described above to assess post-earthquake building functional recovery, which is discussed next.

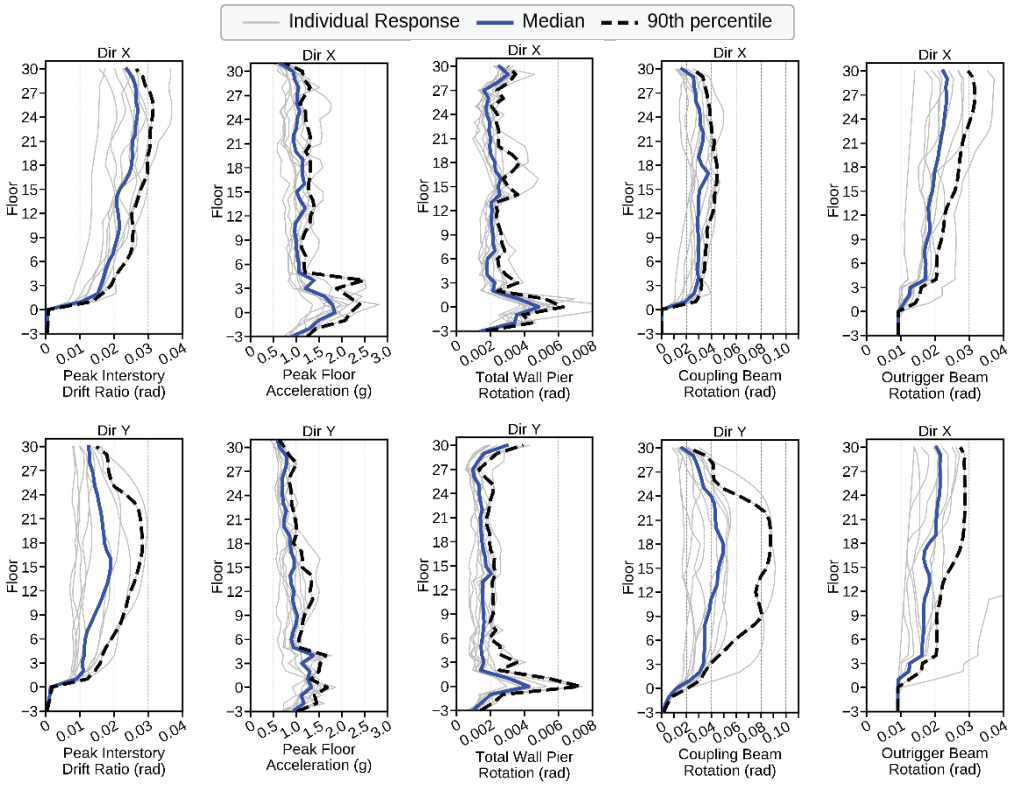


Figure 7: Engineering demand parameters: peak interstory drifts, peak floor accelerations, representative total wall pier rotations (other piers similar), representative coupling beam rotations (other locations similar), representative outrigger beam rotations (other locations similar)

Table 1: Residual Interstory Drifts (RID) obtained from nonlinear response-history analyses

Ground motion	GM1	GM2	GM3	GM4	GM5	GM6	GM7	GM8	GM9	GM10	GM11	Mean	Median	Max.
RID (%)	0.098	1.114	1.675	0.291	0.659	0.352	0.352	0.379	0.259	0.360	0.531	0.588	0.360	1.675

3.3. PERFORMANCE MODELING

Given that the primary objective of this study is to highlight the importance of component fragility functions in building resilience assessment, two performance models were developed: (1) a FEMA P-58 model, which used the closest available fragility functions from the FEMA P-58 fragility library to represent the building components; and (2) a Custom model, which incorporated custom fragility functions for components for which the FEMA P-58 library did not provide an exact or sufficiently representative match. Error: Reference source not found summarizes the component fragility functions that differ between the FEMA P-58 and Custom performance models. The custom fragility functions were derived from expanded or more recent experimental datasets relative to those underlying the corresponding FEMA P-58 fragilities or were developed specifically for components not represented in the FEMA P-58 library. The development and validation of these fragility functions are beyond the scope of this paper and will be presented in a separate publication.

Table 2: Comparison of FEMA P-58 and Custom fragility models

Component	Source	Fragility description	I/G	EDP	DS1	DS2	DS3
Slender walls/piers	FEMA P-58	Slender Concrete Wall	Grp.	Interstory Drift Max (rad)	0.00841 (0.51)	0.0123 (0.40)	0.189 (0.45)
	Custom	Slender Concrete Wall	Ind.	Total wall rotation (rad)	0.002 (0.209)	0.018 (0.415)	0.025 (0.407)
Coupling beams, aspect ratio < 2	FEMA P-58	Diagonally reinforced	Ind.	Chord Rotation (rad)	0.0179 (0.38)	0.0352 (0.44)	0.0543 (0.95)
	Custom	Diagonally reinforced	Ind.	Chord Rotation (rad)	0.013 (0.37)	0.033 (0.421)	0.055 (0.214)
Coupling beams, aspect ratio > 2	FEMA P-58	Diagonally reinforced	Ind.	Chord Rotation (rad)	0.0203 (0.39)	0.0394 (0.35)	0.0602 (1.00)
	Custom	Diagonally reinforced	Ind.	Chord Rotation (rad)	0.016 (0.38)	0.041 (0.442)	0.061 (0.337)
Slab-column connections of gravity columns	FEMA P-58	Post-tensioned concrete flat slab-column connections with shear reinforcing, 0 < Vg/Vo < 0.4	Grp.	Interstory Drift (rad)	0.028 (0.50)	0.040 (0.50)	-
	Custom	Post-tensioned concrete flat slab-column connections with shear reinforcing, 0 < Vg/Vn < 0.4	Grp.	Interstory Drift Max (rad)	0.035 (0.19)	0.053 (0.19)	-
Slab-column connections of outrigger columns	FEMA P-58	Post-tensioned concrete flat slab-column connections with shear reinforcing, 0 < Vg/Vo < 0.4	Grp.	Interstory Drift Max (rad)	0.028 (0.50)	0.040 (0.50)	-
	Custom	Outrigger beam-column connections within post-tensioned slab and with shear reinforcing, 0 < Vg/Vn < 0.4	Ind.	Total beam rotation (rad)	0.035 (0.19)	0.053 (0.19)	-
Window wall	FEMA P-58	Midrise stick-built curtain wall, 1-in. IGU tempered glass, 5 x 6 ft panels, 0.43-in. glass-to-frame clearance	Grp.	Interstory Drift Max (rad)	0.031 (0.25)	0.032 (0.25)	-
	Custom	Quest Ecowall 141 system, 1-in. IGU tempered glass, 4 x 12 ft panels, 0.75-in. head slip	Grp.	Interstory Drift Max (rad)	0.0432 (0.25)	0.0432 (0.25)	-
Traction elevator	FEMA P-58	Traction elevator - applies to most California installations, 1976 or later	Grp.	Peak Floor Acceleration (g)	0.39 (0.45)	-	-
	Custom	Otis SkyRise 1 Traction Elevator	Grp.	Residual Drift Interstory Drift COM (rad)	0.002 (0.20) 0.035 (0.20)	0.004 (0.20) -	- -

Note: DS = damage state; EDP = engineering demand parameter; I/G = individual/group (Grp. = group; Ind. = individual); COM = Center of Mass. Fragility values are reported as median (dispersion). A dash indicates that no value is specified.

The structural analysis results were incorporated into the two building performance models developed in NHERI-SimCenter Pelicun, an open-source probabilistic damage and loss assessment framework (Zsarnóczay et al., 2026). In addition to the component fragilities presented in Table 2, the performance models included appropriate fragility functions for the architectural, mechanical, electrical, and plumbing (MEP) components. The Monte Carlo simulation implemented in pelicun used 5,000 realizations to probabilistically characterize the range of potential building damage and associated consequences.

The types and quantities of structural components were extracted from the building drawings. Structural components represented in the performance models included slab-column connections, coupling beams, outrigger beams, and reinforced concrete shear walls. In the Custom model, each outrigger beam, coupling beam, and individual core wall pier was modeled separately, with element-specific EDPs assigned to capture variations in seismic demand throughout the building.

All major building equipment, including elevators, motor control centers, air-handling units, cooling towers, chillers, switchgear, transformers, and diesel generators, was modeled as anchored, with locations and quantities determined from the building drawings. Of particular importance, the Custom model incorporates elevator fragilities specifically developed to represent the Otis SkyRise 1 traction elevator system installed in the building. The modeled elevator damage mechanisms include guide-rail misalignment, derailment, and entrance-door jamming. Guide-rail misalignment and derailment are modeled as residual-interstory-drift-sensitive damage mechanisms, with fragility parameters derived from the guide-rail alignment and derailment tolerances applicable to the elevator system. Entrance-door jamming is modeled as an interstory-drift-sensitive damage mechanism, with the corresponding fragility developed using observations from the full-scale shake-table testing of a traction elevator reported by Wang et al. (2016).

Modern high-speed traction elevators incorporate seismic retainer plates designed to physically restrain the guide shoes relative to the rails and reduce the potential for complete derailment. In addition, counterweight displacement switches can stop elevator operation before excessive counterweight displacement results in a collision with the elevator car. Based on these protective features and the available experimental evidence, a separate fragility for earthquake-induced machinery damage was not included in the Custom model. In contrast, the FEMA P-58 elevator fragility is acceleration-sensitive and represents traction elevators installed in California in 1976 or later. The fragility was developed based on earthquake reconnaissance reports documenting elevator performance in low- and mid-rise hospital buildings and may therefore not adequately represent the damage mechanisms of modern high-speed traction elevators in tall buildings.

The types and quantities of exterior window walls, interior partition walls, and stairs were also determined from the building drawings. Because the specific window-wall system installed in the building is not represented in the FEMA P-58 fragility library, a custom fragility was developed based on the actual panel configuration. The glass-cracking damage state (DS1) was derived using the model proposed by O'Brien and Memari (2015), considering the dimensions, glass configuration, and available in-plane head slip of the installed window-wall system. Glass fallout (DS2) was conservatively assumed to occur at the same drift demand as glass cracking. Piping and ductwork quantities were estimated using the FEMA P-58 normative quantities for residential occupancy for all above-grade levels.

In Pelicun, each building component is associated with a fragility function that relates the applicable EDP to the probability of reaching or exceeding a specified damage state. In addition to component-level damage, Pelicun uses residual interstory drift to evaluate whether repair of the building is economically and technically feasible. Following FEMA P-58, the probability of demolition due to excessive residual drift is represented by a lognormal fragility function with a median residual drift ratio of 1.0% and logarithmic dispersion of 0.3. Consequently, sufficiently large residual drifts can trigger demolition in individual Monte Carlo realizations, resulting in consequences corresponding to full building replacement.

3.4. MODELING OF FUNTIONAL RECOVERY

Input data required to evaluate the functional recovery of the building using the proposed framework are specified for each of its three internal modules: functional loss state (FLS), repair time, and mobilization time.

As described previously, the calculation of FLS requires three primary inputs: (1) component damage states obtained from the damage analysis, (2) fault trees describing the functional dependencies among building systems and subsystems, and (3) limit-state functions (LSFs) that probabilistically define component damage thresholds associated with partial or complete loss of function. This case study utilizes the fault trees proposed by Terzic and Villanueva (2021), component damage states generated using Pelicun, and user-defined component LSFs based on Terzic and Kolozvari (2022). The FLS calculation does not account for the effects of external lifelines or other resources that may be critical to maintaining building functionality, such as utility services, critical building equipment, staff, and supplies, because sufficient data to characterize their post-earthquake availability were not available for this study.

Realistic estimation of repair time requires both a logical sequence of repair activities and appropriate allocation of labor resources. The repair schedule shown in Figure 8 and the labor allocations summarized in Table A1 (see Appendix section) were developed based on recommendations from contractors extensively involved in recovery efforts in the greater Los Angeles area following the 1994 Northridge earthquake. Figure 8 illustrates the principal dependencies among repair activities within and between floors.

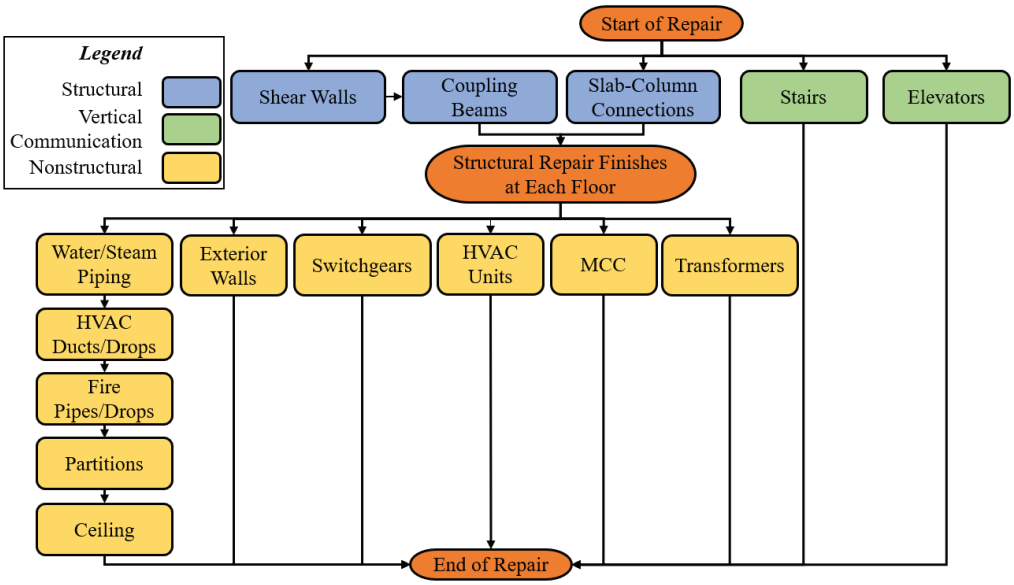


Figure 8: Flowchart of a realistic repair schedule for the 30-story building

Building repair begins with concurrent repair of structural components and vertical transportation systems (stairs and elevators), thereby restoring structural integrity while facilitating the movement of workers and materials. Repair of stairs and elevators is assumed not to constrain overall repair progress because temporary external construction elevators can be used when necessary. Structural repairs proceed from the bottom of the building upward, with repairs performed on up to four floors at a time. Nonstructural components are repaired sequentially, two floors at a time. Repair of a given nonstructural component on a floor is conditioned on both (1) completion of structural repairs on that floor and (2) completion of the same nonstructural repair activity on the floors below, allowing the corresponding repair crews to progress upward through the building.

Within each floor, concurrent repair is permitted for two groups of components: (1) interior finishes and distribution systems, including water and steam piping, HVAC ducts and drops, fire-suppression piping and drops, ceilings, and partitions; and (2) exterior enclosure components, including window walls. If structural damage is sufficiently severe to create unsafe occupancy conditions (e.g., issuance of an unsafe placard), repair of building equipment (i.e., Switchgear, HVAC Equipment, Motor Control Center (MCC), Transformer) is delayed until structural repairs are completed throughout the building. Otherwise, equipment repair is initiated at the beginning of the repair process. Labor allocations for the individual building components, commensurate with the extent of damage affecting building functionality, are summarized in Table A1.

Evaluation of mobilization time requires two primary types of input: (1) limit-state functions (LSFs) for nonstructural components (including piping, ceilings, exterior walls, and partition walls) that define damage thresholds for triggering detailed inspection; and (2) time allocations for individual mobilization activities. In this study, the median LSF threshold for all nonstructural components is set to 5%, such that severe damage to 5% of a given component type (e.g., partition walls) triggers a detailed inspection.

Time allocations for mobilization activities were established based on recommendations from general contractors, building inspectors, structural engineers, and facility managers involved in recovery efforts in the greater Los Angeles area following the 1994 Northridge earthquake and are summarized in Table A2. The assigned mobilization times depend on several damage and functionality attributes, including the type of damaged components affecting building functionality (e.g., equipment, nonstructural, or structural components), the component functionality state (full, partial, or no loss of function), the overall building functionality state (full, partial, or no loss of function), whether a detailed inspection is required, and the repair cost ratio expressed as a percentage of building replacement cost.

3.5. FUNCTIONAL RECOVERY COMPARISON BETWEEN CUSTOM MODEL AND FEMA P-58 MODEL

The structural response quantities obtained from the response-history analyses were incorporated into the two performance models to determine damage states of the building components. The resulting component damage was subsequently propagated through the F-Rec framework (Terzic et al., 2021a,b) to evaluate post-earthquake building functionality, mobilization, repair, and functional recovery. Because the Custom and FEMA P-58 models are subjected to the same structural demands and differ only in the fragility representation of selected components, differences in the resulting functionality and recovery predictions directly illustrate the influence of component fragility selection on resilience assessment. The recovery analysis considers only components whose damage is sufficient to impair building functionality.

Figure 9 compares the MCE functionality-state probabilities of the structural, exterior-wall, and elevator subsystems predicted by the two performance models. The most pronounced differences are observed for the structural and exterior-wall subsystems. For functionality impairment caused by structural damage, the Custom model predicts a 64% probability of full functionality loss, a 21% probability of partial loss, and a 15% probability of no loss. In contrast, the FEMA P-58 model predicts 100% probability of full functionality loss. Similarly, substantial differences are observed for the exterior-wall subsystem. The Custom model predicts an 86% probability of no functionality loss and only a 14% probability of partial loss, whereas the FEMA P-58 model predicts a substantially lower probability of no loss (38%) and a correspondingly higher probability of partial loss (62%). Both models predict a high probability of full functionality loss of the elevator system at the MCE hazard level. However, the Custom model also predicts a small probability that the elevators remain fully operational for ground motions producing negligible residual interstory drifts. These differences demonstrate the sensitivity of predicted building functionality to the fragility functions adopted in the performance model.

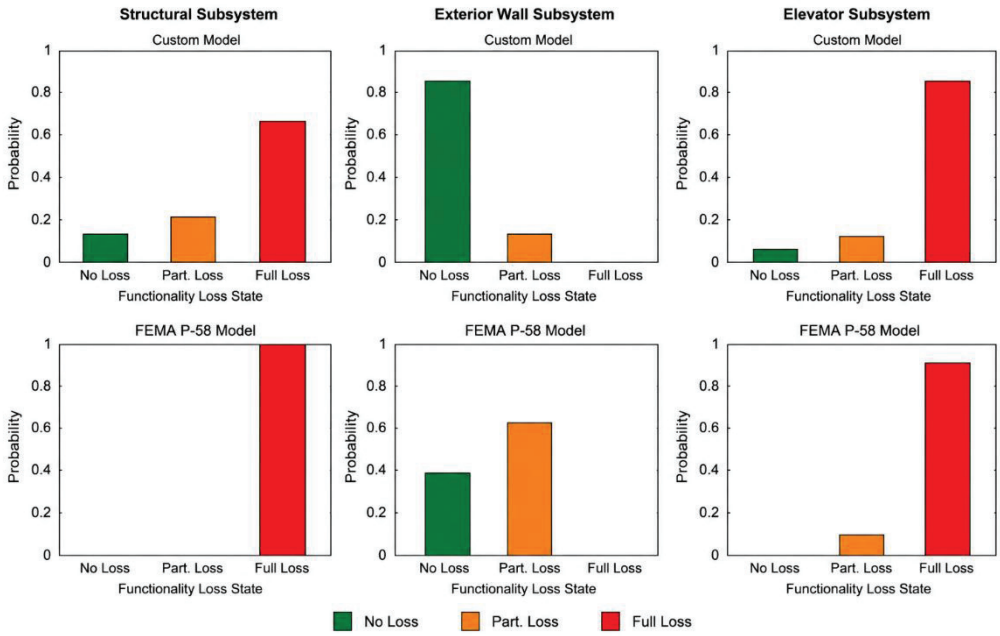


Figure 9: Subsystem Functionality Loss Comparison for the MCE hazard level between the Custom Model and FEMA P-58

The difference in structural-system functionality is primarily driven by the fragility representations of slender core-wall piers and slab-column connections. In the FEMA P-58 model, wall damage is evaluated using peak interstory drift, with median capacities of 1.23% and 1.89% for the functionality-impairing DS2 and DS3, respectively. Median interstory drifts exceeded the DS2 threshold over much of the building height and reached approximately 2.5%, resulting in widespread wall damage. In contrast, the Custom model evaluates individual wall piers using total wall rotation. Median rotations of 0.002–0.004 rad were well below the corresponding DS2 and DS3 capacities of 0.018 and 0.025 rad, resulting in substantially less functionality-impairing wall damage. Consequently, shear-wall repair is a major activity in the FEMA P-58 model but does not appear among the functionality-impairing repairs in the Custom model (Figure 11 and Figure 12).

Differences in the fragility functions for post-tensioned (PT) slab-column connections with shear reinforcement further contribute to the greater structural damage predicted by the FEMA P-58 model. The FEMA P-58 fragility, based on extrapolated experimental data for RC slabs, has median DS1 and DS2 drift capacities of 2.8% and 4.0%, whereas the Custom fragility, derived from experimental data for PT slabs, has higher capacities of 3.5% and 5.3%. The higher damage thresholds in the Custom model reduce both the frequency and severity of predicted slab-column connection damage.

A similarly pronounced difference in the exterior-wall subsystem results from the window-wall fragility representation. The FEMA P-58 model uses the closest available curtain-wall fragility, with median drift capacities of 3.1% and 3.2% for glass cracking and fallout, respectively. In contrast, the Custom model represents the actual Quest Ecowall 141 system, with a median drift capacity of 4.32% for both damage states. The higher drift capacity of the building-specific window-wall system results in substantially less predicted enclosure damage.

Although the effect of fragility selection on the elevator subsystem is less pronounced, it remains evident. The two models represent fundamentally different damage mechanisms: the FEMA P-58 model uses a single acceleration-sensitive fragility, whereas the Custom model represents guide-rail misalignment and derailment as residual-drift-sensitive mechanisms and

entrance-door jamming as an interstory-drift-sensitive mechanism. Thus, despite relatively similar subsystem-level functionality probabilities at the MCE hazard level, the two models predict fundamentally different elevator damage mechanisms. Consequently, differences in predicted elevator functionality may become more pronounced at lower ground-motion intensities, where the probability of exceeding the respective fragility thresholds is lower.

These component-level differences propagate directly into the predicted functional recovery distributions shown in. In addition, although residual interstory drifts were relatively small for most realizations, a subset of outcomes exhibited large residual drifts (>1%), resulting in building replacement being triggered in 14% of the realizations due to excessive residual drift.. The Custom-model recovery distribution is shifted substantially toward shorter recovery times relative to the FEMA P-58 model. From the cumulative distributions, the median functional recovery time is 227 days for the Custom model and 385 days for the FEMA P-58 model, corresponding to an increase of roughly 160 days, or about 70%, when the FEMA P-58 fragility representation is used. The difference remains evident over much of the recovery-time distribution rather than being limited to a small number of realizations. In addition, although residual interstory drifts were relatively small for most realizations, a subset of outcomes exhibited large residual drifts (>1%), resulting in building replacement being triggered in 14% of the realizations due to excessive residual drift.

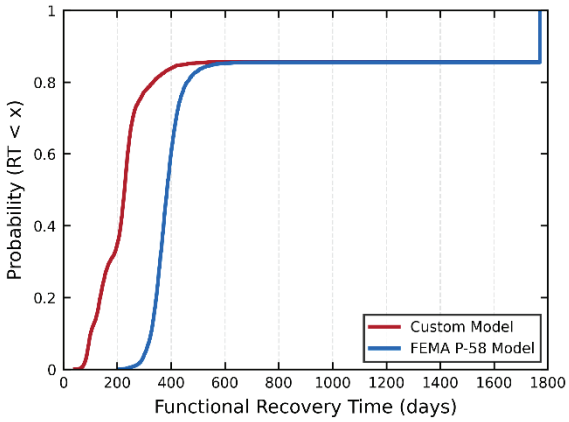


Figure 10: Functional recovery time fragilities for the two models: Custom and FEMA P-58 model

Figure 11 and Figure 12 provide further insight into the source of this difference by presenting the median MCE recovery trajectories, repair schedules, and mobilization durations for the Custom and FEMA P-58 models, respectively. In both models, the building experiences complete loss of functionality immediately following the earthquake. However, the subsequent recovery processes differ substantially. For the Custom model, functionality begins to recover after 124 days and is fully restored after 227 days. In contrast, the FEMA P-58 model begins recovering at approximately 155 days and does not achieve full functionality until 385 days.

The repair schedules show that this difference is driven primarily by the additional and more extensive structural repair requirements in the FEMA P-58 model. The Custom-model median repair schedule is governed primarily by coupling-beam repairs, while elevators, partitions, and RC slab-column connections at the top floor require comparatively shorter repair durations. In the FEMA P-58 model, shear-wall and PT slab-column connection repair become additional major repair activities that extend over a substantial portion of the building height. Because structural repair proceeds from the bottom upward and controls the initiation of dependent nonstructural repair activities, these additional structural repairs substantially delay restoration of building functionality.

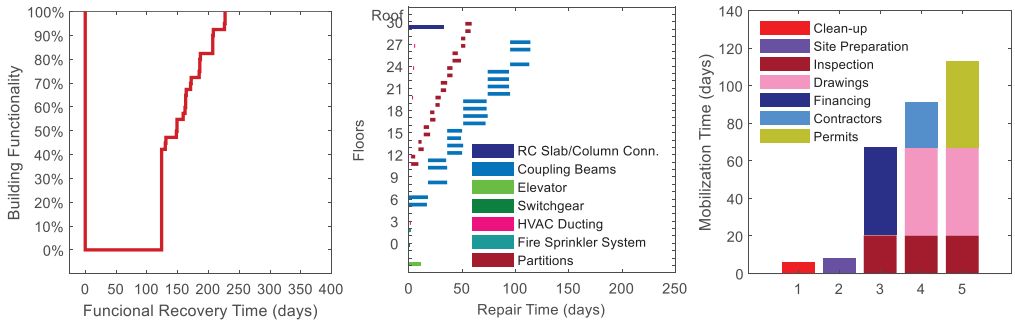


Figure 11: Median functional recovery evaluation results from Custom model for MCE hazard level: functional recovery curve, repair schedule, and time allocations of mobilization activities

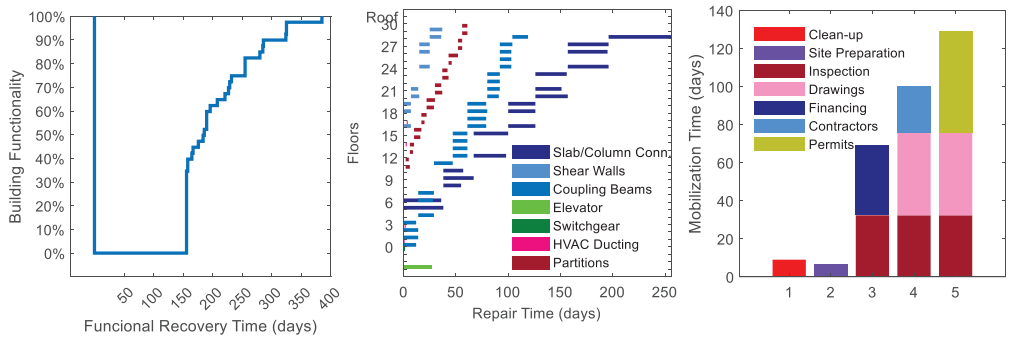


Figure 12: Median functional recovery evaluation results from FEMA P-58 model for MCE hazard level: functional recovery curve, repair schedule, and time allocations of mobilization activities

The two models also produce different mobilization requirements. The longest median mobilization sequence is 113 days for the Custom model and 130 days for the FEMA P-58 model. This 17-day difference is consistent with the greater amount of function-impairing damage and associated repair scope predicted by the FEMA P-58 model. Nevertheless, the difference in mobilization time is considerably smaller than the difference in total recovery time, indicating that the repair phase, particularly repair of structural components, is the dominant source of the model-to-model difference.

Overall, the comparison demonstrates that fragility-function selection can materially alter predicted building resilience even when the structural response demands are identical. The FEMA P-58 model predicts greater damage to the core walls, slab-column connections, and exterior enclosure, which results in higher probabilities of subsystem functionality loss and substantially longer repair and recovery times. In contrast, the Custom model uses component-specific fragilities and, where appropriate, element-specific EDPs that more directly represent the actual damage mechanisms of the building components. For the building considered herein, these differences reduce the median MCE functional recovery time by approximately 160 days relative to the FEMA P-58 representation. The results therefore demonstrate that using the closest available fragility from a generic library can introduce substantial bias into resilience estimates when the selected fragility does not adequately represent the component, its damage mechanism, or the EDP governing its response.

4. SUMMARY AND CONCLUSIONS

This study investigated the influence of component fragility representation on seismic resilience assessment of a modern 30-story reinforced-concrete core-wall building. Two performance models were developed and subjected to identical seismic demands: a FEMA P-58 model, which used the closest available fragility functions from the FEMA P-58 library, and a Custom model, which incorporated component-specific fragilities derived from experimental data representative of the systems present in the building. The resulting component damage states were propagated through the F-Rec framework to evaluate post-earthquake functionality, mobilization, repair, and functional recovery. This approach enabled the influence of fragility selection to be examined from the initial prediction of component damage through its consequences for building functionality and recovery.

The results demonstrate that differences in fragility representation can propagate from component-level damage predictions to substantially different estimates of building functionality and recovery. The largest differences were associated with the structural and exterior-wall subsystems. The Custom model predicted probabilities of full, partial, and no structural functionality loss of 64%, 21%, and 15%, respectively, whereas the FEMA P-58 model predicted 100% probability of full structural functionality loss. For the exterior-wall subsystem, the probability of no functionality loss increased from 38% with the FEMA P-58 model to 86% with the Custom model. These differences resulted primarily from the representation of slender core-wall piers, PT slab-column connections, and window walls. Differences in elevator functionality were less pronounced, although the two models represented fundamentally different elevator damage mechanisms.

The principal findings of this study are:

1. **Fragility representation can substantially affect predicted damage and functionality even when seismic demands are identical.** Differences in damage-state thresholds, governing EDPs, and component representation produced markedly different predictions, particularly for the structural and exterior-wall subsystems. The core-wall results illustrate the importance of the governing EDP: relatively high interstory drifts triggered widespread functionality-impairing wall damage in the FEMA P-58 model, whereas element-specific wall rotations remained well below the corresponding functionality-impairing thresholds in the Custom model.

2. **Differences in component damage propagate through the repair process and can have a disproportionate effect on functional recovery.** This is particularly important for structural components because their repair controls the progression of subsequent repair activities. In the FEMA P-58 model, predicted wall and PT slab-column connection damage resulted in their extensive repairs, whereas thier repair did not appear among the functionality-impairing activities in the median Custom-model repair schedule. Thus, differences introduced at the fragility level can ultimately alter both the activities controlling recovery and the time required to restore building function.

3. **Representative component fragilities are essential for reliable resilience assessment.** Generic fragility libraries provide an indispensable foundation when component-specific information is unavailable; however, the results demonstrate the limitations of using the closest available fragility when it does not adequately represent the component, its governing damage mechanism, or the appropriate EDP. Continued development and experimental validation of fragility and associated consequence functions for modern structural, architectural, and MEP systems are therefore critical for improving the reliability and practical applicability of resilience-based assessment.

Overall, the study demonstrates that the reliability of functional-recovery predictions depends not only on the sophistication of the recovery framework but also on the quality and relevance of the underlying component damage and consequence models. Improving the availability and quality of component fragility and consequence data is therefore a critical step toward translating resilience-based assessment from research into routine engineering practice.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author gratefully acknowledges Siddharth Awasthi and Toni Ghodsi of WSP Building Structures, designers of the tall building analyzed in this study, for their valuable contributions and for providing extensive information essential to the functional-recovery assessment, including engineering demand parameters and detailed information on the types and quantities of structural, architectural, mechanical, and electrical components. The author also gratefully acknowledges Sofia Gavridou, Santiago Rodriguez, and Miki Mori for providing fragility functions for PT slab-column connections, wall piers, and coupling beams, respectively.

REFERENCES

Almufti I, Willford M (2013). Resilience-Based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings (REDi Rating System). Arup, San Francisco, CA.

Blagojević N, Terzić V, Stojadinović B (2023). "F-RecN + iRe-CoDeS: Computational framework for regional recovery simulation using advanced building recovery models." Engineering Structures, 288, 116156. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116156.

Burton HV, Deierlein G, Lallemant D, & Lin T (2015), "Framework for incorporating probabilistic building performance in the assessment of community seismic resilience." Journal of Structural Engineering, Vol. 142, number 8.

Cimellaro GP, Reinhorn AM, & Bruneau M (2010), "Framework for analytical quantification of disaster resilience." Engineering Structures, Vol. 32, number 11.

Comerio MC (2006). "Estimating downtime in loss modeling." Earthquake Spectra, Vol. 22, No. 2, pp. 349–365.

Comerio MC, Blecher HE (2010). "Estimating downtime from data on residential buildings after the Northridge and Loma Prieta earthquakes." Earthquake Spectra, 26(4), 951–965. https://doi.org/10.1193/1.3477993.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), "Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings," FEMA 352, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2012a). Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1—Methodology, FEMA P-58-1. Washington, DC.

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2012b). Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 3—Performance Assessment Calculation Tool (PACT). Washington, DC.

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2018a, FEMA P-58-1: Seismic performance assessment of buildings, volume 1–methodology. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC) (2023). An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings. 2023 Edition. Los Angeles, CA.

Mieler MW and Mitrani-Reiser J (2018), "Review of the State of the Art in Assessing Earthquake-Induced Loss of Functionality in Buildings," J. of Structural Engineering, Vol. 144(3).

Miranda E and Aslani H (2003). "Probabilistic response assessment for building specific loss estimation." PEER Report 2003/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Mitrani-Reiser J, Mahoney M, Holmes WT, de la Llera JC, Bissell R, Kirsch T (2012). "A functional loss assessment of a hospital system in the Bío-Bío Province." Earthquake Spectra, 28(S1), S473–S502. https://doi.org/10.1193/1.4000044.

Molina Hutt C, Vahanvaty T, Kourehpaz P (2022). “An analytical framework to assess earthquake-induced downtime and model recovery of buildings.” Earthquake Spectra, 38(2), 1283–1320. https://doi.org/10.1177/87552930211060856.

National Institute of Standards and Technology (NIST) and Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2021). Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time, NIST SP 1254 / FEMA P-2090. https://doi.org/10.6028/NIST.SP.1254.

O’Brien WC, Memari AM (2015). “Prediction of seismic cracking capacity of glazing systems.” Earthquakes and Structures, 8(1), 101–132. https://doi.org/10.12989/eas.2015.8.1.101.

Sun L, Stojadinovic B, Sansavini G (2019), “Resilience Evaluation Framework for Integrated Civil Infrastructure–Community Systems under Seismic Hazard,” J. of Infrastructure Systems, Vol. 25(2).

Terzic V and Kolozvari K (2022). “Probabilistic evaluation of post-earthquake functional recovery for a tall RC core wall building using F-Rec framework.” Engineering Structures, 253, 113785. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113785.

Terzic V and Villanueva PK (2021). “Method for Probabilistic Evaluation of Post-Earthquake Functionality of Building Systems,” Engineering Structures 241(15).

Terzic V, Kolozvari K, and Saldana D (2018). "Seismic Performance Assessment of Low- and Mid-Rise Office and Hospital Shear Wall Buildings," 16th European Conference in Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, p. ID 10773.

Terzic V, Mahin SA, and Comerio MC (2015). “Using PBEE to Assess and Improve Performance of Different Structural Systems for Low-rise Steel Buildings,” Oral presentation, 2nd ATC-SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San Francisco, CA.

Terzic V, Villanueva PK, Saldana D, and Yoo DY (2021a). “Framework for Modelling Post-Earthquake Functional Recovery of Buildings,” Engineering Structures 246(8).

Terzic V, Villanueva PK, Saldana D, and Yoo DY (2021b). “F-Rec Framework: Novel Framework for Probabilistic Evaluation of Functional Recovery of Building Systems,” PEER Report 2021/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley.

Terzic V, Yoo D, and Aryan AH (2016). “Repair Time Model for Buildings Considering the Earthquake Hazard”, SEAOC Convention, Maui, HI.

Wang X, Hutchinson TC, Astroza R, Conte JP, Restrepo JI, Hoehler MS, Ribeiro W (2017). “Shake table testing of an elevator system in a full-scale five-story building.” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46, 391–407. https://doi.org/10.1002/eqe.2793.

Yoo DY (2016), “Repair Time Model for Different Building Sizes Considering the Earthquake Hazard.” Master Thesis, California State University Long Beach, USA

Zsarnóczay A (2019). NHERI-SimCenter/pelicun: pelicun v2.0.0. Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.3491100.

Zsarnoczay A, Manousakis IV & Zhao J. (2026). NHERI-SimCenter/pelicun: v3.10 (Version v3.10). Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.21812989.

APPENDIX

Table A1: Workforce requirements for repair activities and functionality-impairing damage

A. Workforce per crew by ADS

Repair activity	ADS 0-1	ADS 1-2	ADS 2-3
Slab/column connections	4	6	N/A
Wall piers	4	6	8
Coupling beams	4	6	8
Stairs	2	3	4
Curtain walls	5	5	N/A

B. Number of crews based on NFIDU per floor

Repair activity	1-3	4-6	7-9	>12
Slab/column connections	1	2	3	4
Wall piers	1	2	3	4
Coupling beams	1	2	3	4
Stairs	1 crew if NFIDU < 2; 2 crews if NFIDU > 2			
Curtain walls	1 crew if NFIDU < 20; 2 crews if NFIDU > 20			

C. Total workforce for equipment that impairs function

Equipment	Workforce
Switchgear	2
Elevators	2
Chiller & cooling tower	3
AHUs	3
MCCs	3
Transformers	3

D. Total workforce based on RFIDU – nonstructural components

Component	0-0.1	0.1-0.5	0.5-1.0
Ceiling tiles (N/A)	2	5	9
HVAC ducting	1	3	5
Fire drops	1	2	3
Water piping	1	2	3

E. Total workforce based on RFIDU - partitions

Component	0-0.1	0.1-0.3	0.3-0.75	0.75-1
Partitions	2	5	11	15

Note: ADS = average damage state; RFIDU = ratio of functionality-impairing damaged units; NFIDU = number of functionality-impairing damaged units; N/A = not applicable.

Table A2: Median time allocation for mobilization activities by damaged-component type and functionality state

Mobilization Activity	Type of damaged components that impair functionality	Functionality State	Median Time Allocation
Detailed Inspection (DI)	Nonstructural only	Partial or full loss	1 week
	Structural	Partial loss	2 weeks
		Full loss	4 weeks
Architectural and Engineering Drawings	Nonstructural only	Full Loss + DI triggered	2 weeks
	Structural	Partial loss + DI triggered	3 weeks
		Full loss + DI triggered	6 weeks
Permitting	Nonstructural only	Full Loss + DI triggered	1 week
	Structural	Partial loss + DI triggered	3 weeks
		Full loss + DI triggered	6 weeks
Contractor and Material Mobilization	Equipment only	Partial loss & BF is partial loss	3 days
	Nonstructural only or with equipment	Partial loss & BF is partial loss	1 week
	Structural	Partial loss & BF is partial loss	2 weeks
	Equipment only	Full loss & BF is full loss	1 week
	Nonstructural only or with equipment	Full loss & BF is full loss	2 weeks
	Structural	Full loss & BF is full loss	3 weeks
Clean-up	Exterior walls, ceilings, partitions	Partial loss	1 week
		Full loss	2 weeks
Site Preparation	Equipment only	Full loss	0 days
	Structural and/or nonstructural	Full loss	1 week
Financing	Structural	Full loss & RCR>0.2	6 weeks
	Structural and/or nonstructural	Partial or full loss & RCR<0.2	2 weeks
	Equipment only	Partial or full loss	1 week

BF: building functionality; RCR: repair cost ratio as a percentage of replacement cost; DI: detailed inspection

Note: Dispersion of 0.2 is used for all activities

Radovi sa nacionalnog kongresa

Papers from the National Congress

S-1
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026054M

Luka Manojlović[1], Jana Pudar[2], Ivan Milićević[3], Vedran Carević[3]

SEISMIC ANALYSIS OF THE RC STRUCTURE WITH SHEAR WALLS ACCORDING TO THE NEW GENERATION OF EUROCODE 8

Summary: Within this paper, in a simple and reviewed way, through a specific example, a comparison of seismic design using the valid and the draft of the new set of Eurocodes is shown, in order to analyse the changes in the design and their real impact on the final results. Such a comparison can be useful in getting acquainted with the essential changes that follow in the near future. The goal of the paper is to enable a better understanding of the changes and easier adaptation to the new set of standards. Although the draft of the new Eurocode 8 brings a number of changes, the essence of the structural calculation has not been significantly changed. However, there have been changes in the design procedure that rationalize the design and simplify the details, which represents the main qualitative shift in relation to the current standards.

Keywords: RC structures, new Eurocode 8, detailing for local ductility

SEIZMIČKA ANALIZA AB KONSTRUKCIJE SA ZIDOVIMA PREMA NOVOJ GENERACIJI EVROKODA 8

Rezime: U okviru ovog rada na jednostavan i pregledan način, kroz konkretan primer, prikazano je poređenje seizmičkog proračuna primenom važećeg i nacrta novog seta Evrokodova 2027, kako bi se jasno uočile izmene u projektovanju i njihov stvarni uticaj na obim proračuna i na krajnje rezultate dimenzionisanja. Ovakvo poređenje može biti korisno u upoznavanju sa suštinskim promenama koje slede u skorijoj budućnosti. Cilj rada je da omogući bolje razumevanje promena i lakše prilagođavanje novom setu standarda. Iako nacrt novog Evrokoda 8 donosi niz promena u formulacijama, suština proračuna konstrukcija nije značajno izmenjena. Međutim, došlo je do promena u postupku projektovanja koji racionalizuje proračun i pojednostavljuje detalje, što predstavlja glavni kvalitativni pomak u odnosu na važeći Evrokod.

Ključne reči: AB konstrukcije, novi Evrokod 8, oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost

[1] AS Commerce Stan, Beograd, Srbija, luka.manojlovic.7@icloud.com
[2] Bekament, Beograd, Srbija
[3] Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Beograd, Srbija

1. UVOD

Nova generacija Evrokoda 8 predstavlja značajnu reviziju evropskog okvira za seizmičko projektovanje konstrukcija, kojom se postojeći Evrokod 8-1 iz 2004. godine [1] deli na dva odvojena dela: EN 1998-1-1 [2] i EN 1998-1-2 [3]. Prvi deo obuhvata opšta pravila seizmičkog projektovanja i definiciju seizmičkog dejstva, dok se drugi deo odnosi isključivo na projektovanje novih zgrada. Na taj način, novi koncept donosi jasniju strukturu i razgraničenje između opštih načela i specifičnih pravila za različite tipove konstrukcija.

Jedna od najvećih konceptualnih izmena odnosi se na osnovu proračuna (Basis of Design) i način na koji se definišu seizmički zahtevi i granična stanja konstrukcije. Dok je u važećem standardu postojala podela samo na dva granična stanja - granično stanje nosivosti (ULS) i granično stanje upotrebljivosti (SLS) - novi Evrokod 8 uvodi četiri jasno definisana nivoa performansi konstrukcije (tj. granična stanja):

- OP (Operational) - potpuno operativan objekat nakon zemljotresa
- DL (Damage Limitation) - ograničenje oštećenja bez ugrožavanja upotrebljivosti
- SD (Significant Damage) - značajna oštećenja uz očuvanje stabilnosti konstrukcije
- NC (Near Collapse) - pred rušenje, pri čemu konstrukcija zadržava minimalnu nosivost

Prema novim kriterijumima usaglašenosti za nove konstrukcije, osnovni proračunski zahtev za sve nove objekte definiše se upravo kao nepremašivanje graničnog stanja SD (Significant Damage). Ovo stanje predstavlja centralnu tačku projektovanja, dok se ostala granična stanja (DL, OP i NC) koriste po potrebi, zavisno od važnosti objekta i zahtevanog nivoa performansi. Kako je u napomeni standarda navedeno, ispunjavanje uslova za SD stanje u većini slučajeva podrazumeva da će konstrukcija prirodno ispuniti i strožije kriterijume za DL i OP stanja pri manjim zemljotresima, kao i da neće dostići NC stanje ni pri znatno većim dejstvima od proračunskog. Na taj način, Evrokod 8 [2] uspostavlja jedinstvenu logiku projektovanja zasnovanu na performansama, gde se proverom SD graničnog stanja postiže sveobuhvatna sigurnost konstrukcije.

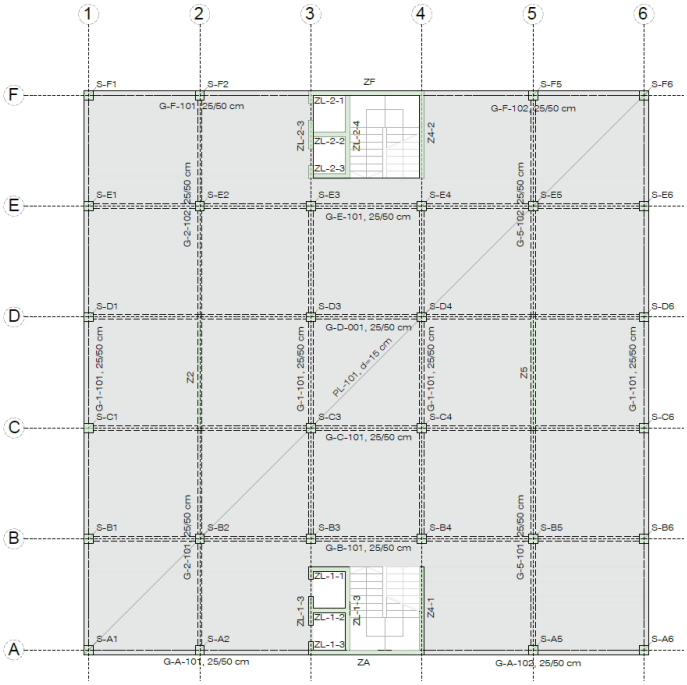
Pored toga, novi Evrokod uvodi i drugačiji način definisanja seizmičkog opterećenja, koji se zasniva na parametrima seizmičkog hazarda i povratnim periodima zemljotresa. Posebna novina je i način tretiranja klasa posledica (CC1-CC3), preuzetih iz Evrokoda 0 [4]. Iako postoje i u važećem standardu, pri seizmičkom proračunu Evrokod 8 se oslanjao na klase značaja zgrada (I-IV), koje približno odgovaraju klasama posledica i javljale su se tek u delu o projektovanju novih zgrada, dok novi Evrokod 8 [2] klase posledica uvodi kao osnovu već u uvodnom poglavlju Evrokoda 8-1-1, uz ukidanje klasa značaja. Seizmičko opterećenje sada se definiše kombinacijom klase posledica (CC) i graničnog stanja (LS), pomoću odgovarajućih povratnih perioda zemljotresa $T_{LS,CC}$ ili faktora performansi $\gamma_{LS,CC}$, čime se izborom odgovarajućeg zemljotresa obezbeđuje zahtevani nivo performansi objekta. Na taj način seizmičko opterećenje više nije vezano za dva unapred definisana elastična spektra kao u važećem standardu, već se spektar formira posebno za izabrano granično stanje i klasu posledica.

Konačno, značajne razlike između trenutne i nove generacije Evrokoda 8 ogledaju se u pojednostavljenjim zahtevima za ostvarenivanje lokalne duktilnosti vertikalnih AB elemenata, koji zahtevaju značajno manju količinu armature za utezanje elemenata u kritičnim oblastima.

Cilj ovog rada je da se na konkretnom primeru armirano-betonske stambene zgrade AB zidovima i AB ramovima izvrši uporedna analiza seizmičkog proračuna prema važećim i budućim standardima i identifikuju ključne razlike u postupku projektovanja. U radu je prikazan postupak proračuna prema novom standardu i upoređen sa proračunom po važećem standardu radi uočavanja ključnih razlika u pristupu i rezultatima dimenzionisanja. Pri tome, konstrukcija je projektovana prema srednjoj klasi duktilnosti – DCM, prema trenutno važećem Evrokodu 8, i klasi duktilnosti DC2 prema novoj generaciji Evrokoda 8.

2. OPIS KONSTRUKCIJE

Analiza je sprovedena na modelu armirano-betonske stambene zgrade koja se nalazi u Paraćinu, Srbija. Objekat je kvadratne osnove dimenzija 30x30 m i sastoji se od podruma, prizemlja i šest spratova, pri čemu visina podruma i prizemlja iznosi 3,6 m, a visina ostalih spratova 3,3 m. Ukupna visina objekta iznosi približno 23,45 m. Međuspratne konstrukcije su armirano-betonske ploče debljine 15 cm, dok je ploča prizemlja debljine 22 cm. Ploče su oslonjene na grede dimenzija 25x50 cm, koje se dalje oslanjaju na stubove dimenzija 50x50 cm. Pored stubova postoje i dva AB jezgra, kao i dva pravougaona zida u Y pravcu debljine 25 cm. Usvojeni kvalitet materijala je C30/37 i B500B. Objekat je fundiran na temeljnoj ploči debljine 60 cm. Tlo je modelirano pomoću elastičnih opruga krutosti 10 000 kN/m³. Osnova tipskog sprata je prikazana na slici 1.



Slika 1: Osnova tipskog sprata [5]

3. DINAMIČKE KARAKTERISTIKE I KLASIFIKACIJA PRIMARNOG SEIZMIČKOG SISTEMA

Jedna od prvih faza seizmičkog proračuna predstavlja određivanje dinamičkih karakteristika konstrukcije, pre svega oscilujuće mase, efektivne krutosti i osnovnih perioda oscilovanja. U Evrokodu oscilujuća masa konstrukcije određuje se pomoću koeficijenta kombinacije promenljivih opterećenja ψ_{Ei}. U važećem standardu njegova vrednost iznosi 0,24 (EN 1998-1:4.2.4(4.2)). U novoj generaciji Evrokoda 8 vrednost ovog koeficijenta je smanjena i iznosi 0,15 (prEN1998-1-2: 5.1.2(5.1)). Kao posledica toga dobija se nešto manja oscilujuća masa konstrukcije (u konkretnom slučaju 7486 t, u odnosu na 7581 t). S obzirom da je razlika u masama cca. 1,5%, kao i da obe verzije standarda podrazumevaju da se efektivna krutost, odnosno krutost isprskalih preseka može usvojiti kao polovina krutosti neisprskalih preseka, dobijeni periodi oscilovanja su približno isti ($T_1 \cong 0{,}75s, T_2 \cong 0{,}75s, T_3 \cong 0{,}58s$).

Kriterijumi za regularnost konstrukcije u osnovi i po visini su ostali isti, samo su premešteni u Aneks A novog Evrokoda 8, a razmatrana konstrukcija je regularna i po visini i u osnovi.

Način određivanja faktora ponašanja konstrukcije q je u novom standardu promenjen. Faktor ponašanja je sada prozivod tri svoje komponente (prEN1998-1-1: 6.4.1 (6.2)):

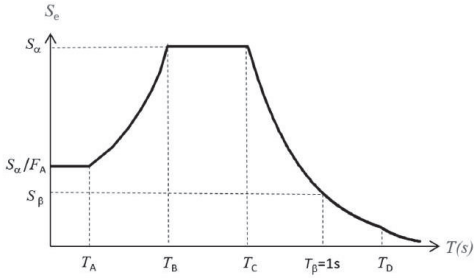
- q_R – komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir predimenzionisanje usled preraspodele efekata seizmičkog dejstva
- q_S – komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir predimenzionisanje iz svih drugih razloga
- q_D - komponenta faktora ponašanja koja uzima u obzir kapacitet deformacije i disipacije energije

Pravila za nove zgrade se nalaze u drugom delu Evrokoda 8 tj. prEN 1998-1-2 [3], a konkretno za armiranobetonske zgrade u Tabeli 10.1: Uobičajene vrednosti faktora ponašanja, u kojoj su definisane tri klase duktilnosti: DC1, DC2 i DC3. Za razliku od trenutnog standarda, prema kome je u seizmički aktivnim područjima moguće usvojiti srednju (DCM) ili visoku (DCH) klasu duktilnosti bez obzira na ubrzanje tla a_g, u novom Evrokodu 8 klasa duktilnosti z određene tipove konstruktivnih sistema se usvaja u zavisnosti od spektralnog ubrzanja. Međutim, u slučaju sistema nepovezanih zidova, moguće je usvojiti DC2 ili DC3, bez obzira na spektralno ubrzanje. U ovom primeru, usvojena je klasa duktilnosti DC2.

S obzirom na to da za posmatranu konstrukciju, koja je klasifikovana kao sistem nevezanih zidova, faktor ponašanja po važećem standardu iznosi q = 3,0 (DCM), a po novom standardu $q = q_R \cdot q_S \cdot q_D$ = 1,0·1,5·1,3 = 2,0 (DC2).

4. ODREĐIVANJE SEIZMIČKOG OPTEREĆENJA - METOD BOČNIH SILA

Novi Evrokod 8 je zadržao iste kriterijume za primenu metode bočnih sila za proračun seizmičkog opterećenja. Razlika u standardima postaje jasna već na projektnom spektru, koji se sada formira na potpuno drugačiji način. Više nema dva uobičajena tipa elastičnog horizontalnog spektra (EN1998-1: 3.2.2.2) [1], već se elastični spektar formira za svaki projektni zadatak, a zatim se iz njega dobija projektni spektar preko faktora ponašanja. Takođe, projektni spektar je dobio novi naziv: „redukovani spektar“. Oblik elastičnog spektra odgovora je dat u prEN1998-1-1: 5.2.2.2 i prikazan je na slici 2, a jednačine za njegov proračun su date formulama (5.6)-(5.10) u samom standardu [2].



$$0 \le T < T_A: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A}$$

$$T_A \le T < T_B: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A}\left[\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A}\right]$$

$$T_B \le T < T_C: \quad S_e(T) = \eta S_\alpha$$

$$T_C \le T < T_D: \quad S_e(T) = \eta \frac{S_\beta T_\beta}{T}$$

$$T \ge T_B: \quad S_e(T) = \eta T_D \frac{S_\beta T_\beta}{T^2}$$

Slika 2: Oblik elastičnog spektra odgovora [2]

Vrednosti dodatnih parametara koji su potrebni za formule (5.6)-(5.10) mogu se dobiti iz posebnih studija seizmičkog hazarda i mogu biti date u obliku lokalnih ili regionalnih seizmičkih karti. Ukoliko ne postoje takve studije, vrednosti se mogu uzeti iz standarda [2]. Spektralna ubrzanja se računaju iz:

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP} \tag{1}$$

$$S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP} \tag{2}$$

gde je:

F_α - faktor amplifikacije tla za kratke periode,

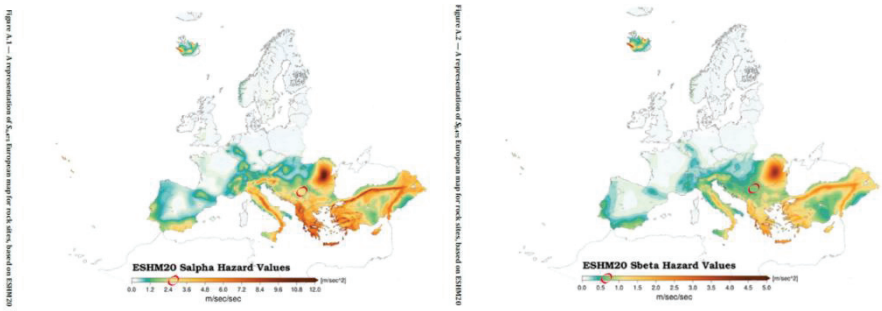
F_β - faktor amplifikacije tla za srednje periode ($T = T_\beta$),

F_T - faktor amplifikacije zbog topografije,

$S_{\alpha,RP}\ i\ S_{\beta,RP}$ – spektralni parametri definisani u odredbi 5.2.1(7).

Za povratne periode različite od referentnog T_{ref}, koji su povezani sa određenim graničnim stanjem, klasom posledica zgrade ili određenim trajanjem izgradnje, odgovarajuće vrednosti spektralnih parametara $S_{\alpha,RP}\ i\ S_{\beta,RP}$ na tlu kategorije A mogu se odrediti iz: (1) mapa spektralnih ubrzanja za odabrani skup povratnih perioda, ili (2) preko faktora $\gamma_{LS,CC}$ koji su predstavljeni u 4.3(4) i koriste se kao alternativa povratnim periodima i primenjuju se kao množilac referentnih spektralnih parametara datih u formulama (5.4) i (5.5): $S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref}$; $S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref}$.

S obzirom da je proračun urađen za zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina (RP = 475 god. → $S_{\alpha,475}\ i\ S_{\beta,475}$), ovi spektralni parametri se mogu očitati sa Evropske mape hazarda koja je data u Aneksu A Evrokoda 8 [2] u vidu karata A.1 i A.2: $S_{\alpha,475} = 2.6\ \frac{m}{s^2}\ i\ S_{\beta,RP} = 0{,}6 \frac{m}{s^2}$ (slika 3).



Slika 3: Evropske mape hazarda [2]

Za proračun spektralnih ubrzanja S_α , S_β još su preostali parametri $F_\alpha, F_\beta\ i\ F_T$. Parametar amplifikacije zbog topografije se očitava iz Tabele 5.5 [2]: $F_T = 1$, dok se faktori amplifikacije terena, za standardne kategorije tla, očitavaju iz Tabele 5.4 [2].

Iako je faktor ponašanja prema budućem standardu oko 30% manji, što bi trebalo da rezultira većim seizmičkim silama, seizmičko opterećenje određeno metodom bočnih sila u konkretnom slučaju je 25% manje u odnosu na trenutni Evrokod 8 ($F_{b,y}$ = 6258 kN i $F_{b,x}$ = 6308 kN prema važećem, naspram $F_{b,y}$ = 4723 kN i $F_{b,x}$ = 4761 kN prema novom standardu).

5. KONTROLA GLOBALNE STABILNOSTI KONSTRUKCIJE ZA DEJSTVO ZEMLJOTRESA

5.1. KONTROLA GLOBALNIH EFEKATA DRUGOG REDA

Nova generacija standarda na sličan način kontroliše da li je neophodno uzeti u obzir globalne efekte drugog reda tj. *P-Δ* efekte pri proračunu: pomoću koeficijenta osetljivosti međuspratnog pomeranja θ. Granična vrednost θ za sve spratove je ostala 0,10, a formula za njegov proračun je zadržala istu formu, s tim što se u nju sada unosi i proizvod komponenata faktora ponašanja $q_R\ i\ q_S$, koje uzimaju u obzir predimenzionisanje konstrukcije, i u ovom primeru iznosi $q_R \cdot q_S$ = 1,50.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h_s} \tag{3}$$

S obzirom da se komponente faktora ponašanja uvršćuju u delilac, ovima se dobijaju još blaži uslovi za kontrolu efekata drugog reda u odnosu na trenutni standard, odnosno manji koeficijenti osetljivosti θ. Poređenja radi, za razmatranu konstrukciju, maksimalni koeficijent osetljivosti prema novoj generacije Evrokoda 8 iznosi θ_{max} = 0,014 dok prema trenutnom Evrokodu 8 iznosi θ_{max} = 0,03.

5.2. KONTROLA RELATIVNIH MEĐUSPRATNIH POMERANJA

Postupak se i dalje zasniva na kontroli odnosa relativnog međuspratnog pomeranja i spratne visine, s tim da se zahtevi novog Evrokoda odnose i na ograničenja pomeranja u graničnom stanju nosivosti (za SD granično stanje) i na ograničenja pomeranja u graničnom stanju upotrebljivosti (za DL granično stanje). Ovo donekle komplikuje proračun jer zahteva formiranje novog spektra odgovora konstrukcije za zemljotres kraćeg povratnog perioda pri kontroli DL, čime je izbačen koeficijent ν koji je u važećem Evrokodu uzimao u obzir kraće povratne periode i omogućavao da se pomoću spektra formiranog za zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina redukuju dobijena pomeranja za kontrolu graničnog stanja upotrebljivosti.

Sada se pomeranja za SLS dobijaju direktno iz modela proračunatog pomoću spektra za DL, dok je kontrola pomeranja za SD uvedena kao obavezna za sve klase duktilnosti i pristupe proračunu. Potreba za kontrolom međuspratnih pomeranja prema DL-u određuje se od strane nadležne institucije ili projektnog zadatka, jer novi Evrokod 8 polazi od toga da je kontrola pomeranja za SD granično stanje u većini slučajeva dovoljna i da se kroz nju može smatrati zadovoljenim i DL stanje. Relativna međuspratna pomeranja treba da budu ograničena na svakom spratu zgrade tako da zadovoljavaju uslov:

$$d_{r,SD} \leq \lambda_s h_s \tag{4}$$

gde je:

$d_{r,SD}$ - projektno međuspratno pomeranje definisano u 6.2.4(1), koje predstavlja razliku prosečnih horizontalnih pomeranja d_s na vrhu i dnu posmatranog sprata, određenih u skladu sa [2], $d_s = q_{disp} d_r$, za proračun zasnovan na silama i analizom za granično stanje SD,

d_s - pomeranje tačke konstrukcije

d_r - pomeranje iste tačke proračunskog modela izračunato za redukovani spektar koji odgovara projektnom seizmičkom dejstvu; $q_{disp} = q, ako\ T_1 \geq T_c$

h_s - definisano u 6.2.4(1) [2],

λ_s - koeficijent kojim se uzima u obzir ograničenje međuspratnog pomeranja, dat u 10.4.4.

Za tipove konstrukcijskih sistema datih u 10.4.1(1) [2], međuspratna pomeranja za SD granično stanje prema 6.2.5(1) treba da budu ograničena na: $d_{r,SD} \leq 0{,}02\ h_s$.

Kao što je gore objašnjeno, proračun relativnih međuspratnih promeranja za granično stanje upotrebljivosti tj. DL, koje je uporedivo sa proračunom relativnih međuspratnih pomeranja prema važećem Evrokodu 8, nije neophodno prema novoj generaciji standarda, međutim ono može biti zahtevano. Za potrebe ovog proračuna neophodno je ponovno formiranje elastičnog spektra odgovora za DL granično stanje. Definisana su dva načina određivanja seizmičkog opterećenja - pomoću odgovarajućih povratnih perioda za razmatrano granično stanje i klasu posledica $T_{LS,CC}$ (u ovom slučaju to je $T_{DL,2} = 60\ godina$) ili pomoću faktora performansi $\gamma_{LS,CC}$ (u ovom slučaju $\gamma_{DL,2} = 0{,}5$) koji redukuju spektralna ubrzanja očitana sa karti za zemljotres sa povratnim periodom od 475 godina. S obzirom da nemamo na raspolaganju kartu za zemljotres sa povratnim periodom od 60 godina, koristimo se drugom metodom.

$\rightarrow\ S_{\alpha,60} = \gamma_{DL,2} S_{\alpha,475} = 0{,}5 \cdot 2{,}60 = 1{,}30\ \frac{m}{s^2};\ S_{\beta,60} = \gamma_{DL,2} S_{\beta,475} = 0{,}5 \cdot 0{,}60 = 0{,}30 \frac{m}{s^2}$

Oblik elastičnog spektra odgovora za DL granično stanje:

$\rightarrow T_A = 0{,}02\ s\ ;\ T_B = 0{,}0175\ s\ ;\ T_C = 0{,}286\ s\ ;\ T_\beta = 1{,}00\ s\ ;\ T_D = 2{,}00\ s$

Prema ovakvom modelu konstrukcije, koji predstavlja granično stanje DL, urađena je kontrola relativnih međuspratnih pomeranja, sa maksimalnom vrednošću $d_{r,DL}$ = 4,90 mm < 0,045·3300 = 14,85 mm. Poređenja radi, prema trenutnom Evrokodu 8, maksimalno relativno međuspratno pomeranje iznosi $\nu \cdot d_r$ = 5,25 mm < 0,005·3300 = 16,50 mm.

6. PRORAČUN AB STUBOVA

6.1. KONTROLA DUKTILNOSTI

Novi Evrokod uvodi koeficijent Ω koji povećava proračunsku aksijalnu silu za koju se kontroliše nivo normalizovane aksijalne sile u stubu (za seizmičku proračunsku kombinaciju), tako što multiplikuje silu nastalu od seizmičkog opterećenja, tj. njen udeo u ukupnoj aksijalnoj sili. Koeficijent Ω se naziva faktor amplifikacije aksijalne sile u stubu i za njega se može uzeti da je jednak 2,0. Gornja granica normalizovane aksijalne sile ostaje 0,65. U slučaju nove generacije Evrokoda 8, normalizovana aksijalna sila jednaka je $\nu_{Ed} = 0{,}646$ dok u slučaju trenutnog Evrokoda 8 normalizovana sila jednaka je $\nu_{Ed} = 0{,}636$, što je manje od 0,65.

6.2. DIMENZIONISANJE

6.2.1. Kontrola zahteva programiranog ponašanja

Za klasu duktilnosti DC2, novi Evrokod 8 ne zahteva da suma nosivosti stubova u čvoru greda-stub ima 30% veću nosivost u odnosu na sumu nosivosti greda, čak ni za ramovske sisteme pod određenim uslovima, a naročito za razmatranu konstrukcija koja je klasifikovana kao sistem nevezanih zidova. Za ramovske sisteme i ekvivalente ramovske sisteme to je prethodni uslov neophodno je kontrolisati za klasu duktilnosti DC3. Merodavna smičuća sila za dimenzionisanje stubova se dobija iz uslova programiranog ponašanja, definisanog u odredbi 5.4.2.3 (2) u trenutno važećem standardu [1] i u odredbi 10.6.2 (2) u novom standardu [3].

6.2.2. Dimenzionisanje na savijanje

Rezultati dimenzionisanja karakterističnog AB stuba prema oba standarda pokazali su da je potrebno usvojiti minimalnu armaturu koja iznosi $0{,}01A_c$, gde je A_c površina poprečnog preseka stuba (članovi 5.3.2.2(1) [1], odnosno 10.6.3.2(1) [3]). Usvojena armatura stuba u uklještenju prikazana je na slici 4.

Slika 4: Oblikovanje armature AB stuba u uklještenju: a) prema trenutno važećem Evrokodu 8, b) prema novoj generaciji Evrokoda 8

Usvojena armatura po važećem standardu je 4Ø20+8Ø16 (28,64cm^2), dok je po novoj generaciji standarda jednaka 8Ø20 (25,2cm^2). Relativno mala razlika u usvojenoj armaturi je

napravljena jer novi Evrokod 8 dozvoljava da razmak između dve pridržane šipke bude 25 cm (član 10.6.3.2 (8) [3]), u odnosu na 20 cm po trenutnom standardu (član 5.4.3.2.2 (11) [1]).

6.2.3. Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost

U novom Evrokodu 8 više se ne koristi faktor duktilnosti krivine za određivanje potrebnog nivoa utezanja preseka stuba (prEN 1998-1-2: 10.6.3.2), što predstavlja značajnu razliku u odnosu na trenutnu verziju Evrokoda 8. Dakle, oblikovanje preseka dosta jednostavnije i zasnovano je u potpunosti na uslovima razmaka i prečnika šipki, pa se zatim kontroliše samo mehanički zapreminski procenat armiranja uzengijama za utezanje preseka.

Za presek AB stuba prikazan na slici 4 b), dimenzije utegnutog preseka stuba b_0/h_0 iznose:

$$b_0 = h_0 = b - 2c_{nom} - 2\frac{\phi_u}{2} = 50 - 5 - 0{,}8 = 44{,}2\ cm$$

Dužina kritične oblasti l_{cr} iznosi:

$$l_{cr} = max\left\{b_{max} = 50cm, \frac{l_{cl}}{6} = \frac{310cm}{6} = 51{,}7cm,\ 0{,}45m\right\} = 51{,}7cm$$

U kritičnoj dužini primarnog seizmičkog stuba, treba postaviti poprečnu armaturu prečnika najmanje 6 mm ili $d_{bl,min}/4$ u rasporedu takvom da doprinosi utezanju poprečnog preseka. Međusobno rastojanje s, poprečne armature za DC2 ne sme da prekorači:

$$s = 12{,}5cm \leq min\left\{\frac{b_{0c}}{2} = \frac{44{,}2}{2} = 22{,}1cm; 200mm; 9d_{bl,min} = 14{,}4cm\right\} = 14{,}4cm$$

Minimalna vrednost mehaničkog zapreminskog odnosa uzengija za utezanje unutar kritične visine, koja treba da bude obezbeđena u sivm kritičnim visinama primarnih seizmičkih stubova za klasu duktilnosti DC2 iznosi:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{co} \cdot f_{cd}} > 0{,}05$$

U prethodnom izrazu, V_{sw} predstavlja zapreminu uzengija na razmaku usengija s, V_{co} zapreminu utegnutog betona na razmaku uzengija s, f_{ywd} proračunsku vrednost granice razvlačenja armaturnog čelika za uzengija a f_{cd} proračunsku vrednost čvrstoće betona pri pritisku.

Za usvojenu spoljašnju uzengiju i dve „S“ šipke koje povezuju vertikalnu armaturu duž ivice preseka, prečnika 6 mm, ostvareni mehanički zapreminski procenat armiranja iznosi:

$$V_{sw} = 0{,}283 \cdot (4 \cdot 44{,}2) + 2 \cdot 0{,}283 \cdot 44{,}2 = 75{,}02\ cm^3$$

$$V_{co} = 44{,}2 \cdot 44{,}2 \cdot 12{,}5 = 24420{,}5\ cm^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{75{,}02 \cdot 43{,}5}{24420{,}5 \cdot 1{,}7} = 0{,}0786 > 0{,}05$$

Potrebne uzengije za utezanje prema članu 5.4.3.2.2 (8) u trenutnom Evrokodu 8 [1] prikazane su na slici 4 a), koje sa sastoje od spoljašnje uzengije prečnika 12 mm dva unutrašnje uzengije prečnika 10 mm, na razmaku od 10 cm. Kao što se može videti, armatura potrebna za utezanje prema novom Evrokodu 8 je značajno manja.

7. PRORAČUN PRAVOUGAONIH AB ZIDOVA

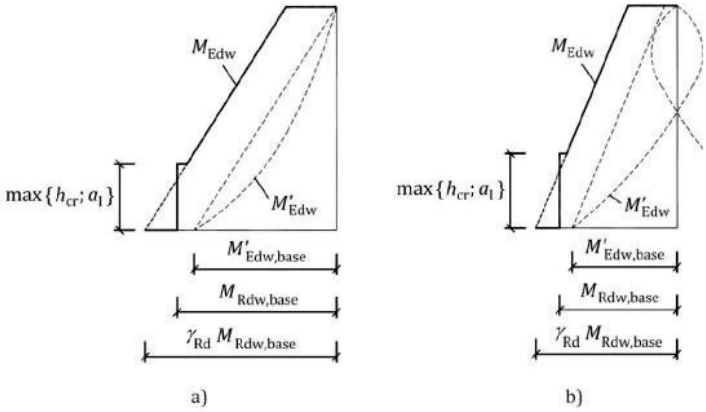
7.1. GEOMETRIJSKA OGRANIČENJA I KONTROLA NIVOA DUKTILNOSTI

Geometrijska ograničenja vezana za debljinu rebra i ivičnih elemenata zida ostala su jako slična uz neka dodatna ograničenja, koja u ovom slučaju nisu promenila rezultat u odnosu na trenutni standard (prEN 1998-1-2: 10.8.1 (3) → $\boldsymbol{b_{wo} \geq 17{,}25\ cm}$; 10.8.3.2 (5) → $\boldsymbol{b_w \geq 23\ cm}$, usv. $\boldsymbol{b_{wo} = b_w = 25cm}$). Kontrola nivoa aksijalne sile je ostala identična (nema uvećanja kao kod stubova), a i uslov je zadržan $\boldsymbol{\nu_{Ed} < 0{,}4}$. U konkretnom slučaju, normalizovana aksijalna sila jednaka je $\boldsymbol{\nu_{Ed} = 0{,}277 < 0{,}4}$.

7.2. DIMENZIONISANJE

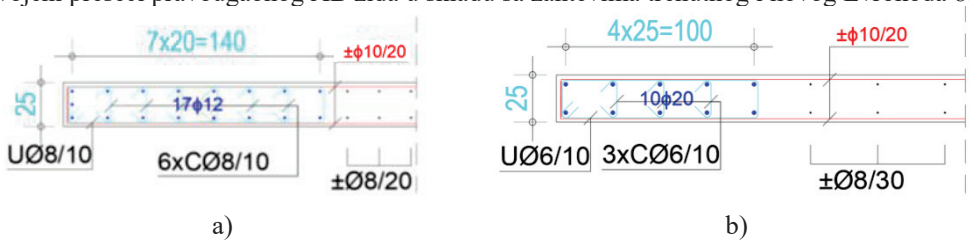
7.2.1. Savijanje

Nosivost zida na savijanje na koti uklještenja ne sme biti manja od proračunskog momenta savijanja $M'_{Edw,base}$ dobijenog iz analize. Na drugim mestima duž visine zida, proračunski moment M_{Edw} se određuje kao vertikalno pomerena anvelopa dijagrama momenata savijanja dobijena proračunom konstrukcije, pri čemu se vrednost na koti uklještenja menja sa predimenzionisanim momentom savijanja $\gamma_{Rd}M_{Rdw,base}$, gde je $\gamma_{Rd} = 1{,}2$, a $M_{Rdw,base}$ moment nosivosti zida na koti uklještenja, kao što je prikazano na slici 5. Na kritičnoj visini zida h_{cr} (član 10.8.3.2(1) [3]), proračunska vrednost momenta se uzima da je jednaka $M_{Rdw,base}$.



Slika 5: Anvelopa uticaja u zidovima a) sistemi zidova, b) dvojni sistemi [3]

Novim standardom se predviđaju dva uslova za minimalnu vertikalnu armaturu ivičnog elementa zida. Jedan uslov je iz Evrokoda 8 - za ukupnu površinu vertikalne armature celog zida, koji je strožiji unutar kritične visine zida u odnosu na uslov iz Evrokoda 2 (povećanje sa $0{,}002A_c$ na $0{,}0025A_c$). Drugi uslov se direktno odnosi na ivični element površine A_c prema kom je minimalna vertikalna armatura jednaka $0{,}01A_c$. Dozvoljen razmak šipki je povećan sa 20 cm na 25 cm u ivičnom elementu, dok u rebru zida može biti 30 cm. Na slici 6 prikazani su usvojeni preseci pravougaonog AB zida u skladu sa zahtevima trenutnog i novog Evrokoda 8.



Slika 6: Oblikovanje armature AB zida u uklještenju: a) prema trenutno važećem Evrokodu 8, b) prema novoj generaciji Evrokoda 8

7.2.2. Smicanje

Uvodi se koeficijent $\varepsilon(z)$ za uvećanje smičuće sile dobijene proračunom, koje se trenutno uvek uvećava za 50% (5.4.2.4 (7) [1]), dok sada ovo uvećanje zavisi od faktora ponašanja konstrukcije (10.8.2 (3) [3]), i u ovom primeru iznosi 100% čime se faktički zid dimenzioniše na elastičnu smičuću silu:

$V_{Edw} = \varepsilon(z) \cdot V'_{Edw,1}(z) \leq q \cdot V'_{Edw}(z)$, za DC2: $\varepsilon(z) = q$

Međutim, u ovom primeru, kako je proračunsko seizmičko opterećenje prema trenutnom Evrokodu 8 približno 35% veće od proračunskog seizmičkog opterećenja prema novom Evrokodu 8 (videti poglavlje 4), konačne vrednosti smičućih sila u zidu su približno iste (1,35·1,5 ≈ 2,0), pa je usvojena ista horizontalna armatura (slika 6).

7.2.3. Oblikovanje detalja za lokalnu duktilnost

Oblikovanje lokalne duktilnosti zidova je takođe dosta pojednostavljeno u smislu njegove proračunske verifikacije. Pravila se primenjuju na ivične elemente zida koji se rasprostiru vertikalno u kritičnoj visini h_{cr} zida i horizontalno na dužini ivičnog elemente l_c, mereno od najudaljenijeg vlakna u zoni pritiska u utegnutom delu zida, ne manjoj od $0{,}15l_w$ i $1{,}5b_w$. Kao i u slučaju stubova, usvojena armatura za utezanje ivičnih elemanata treba da ispuni samo zahtev minimalnog mehaničkog zapreminskog procenta armiranja $\omega_{wd} > 0{,}05$ (član 10.8.3.2 [3]). U konkretnom slučaju, za utezanje ivičnog elementa zida prema novom Evrokodu 8, dovoljne su bile uzengije i "S" šipke prečnika 6 mm na razmaku od 10 cm i dužina ivičnog elementa od 100 cm. Prema odredbi 5.4.3.4.2 u trenutnom Evrokodu 8 [1] potrebna armatura za utezanje bila prečnika 8 mm na razmaku 10 cm, na dužini ivičnog elementa od 140 cm, što je značajno više.

8. ZAKLJUČAK

Promene koje novi Evrokod 8 uvodi prvenstveno su usmerene na pojednostavljivanje primene i smanjenje broja nacionalnih parametara, čime se postiže ujednačenija primena u različitim zemljama. Formulisan je sistem sa četiri nivoa performansi konstrukcije, uz uvođenje klasa posledica, što omogućava preciznije definisanje zahteva u odnosu na značaj samog objekta. Novi pristup definisanju faktora ponašanja omogućava detaljnije razlaganje uticaja predimenzionisanja i duktilnosti.

Pri kontroli globalne stabilnosti i efekata drugog reda, postupak je u osnovi ostao identičan, ali je formula proširena uvođenjem komponenti faktora ponašanja, čime se verovatnoća za uzimanje P-Δ efekata dodatno smanjuje. Novi Evrokod kontrolu spratnih pomeranja primarno sprovodi za granično stanje nosivosti (SD), a po potrebi uvodi i kontrolu relativnih spratnih pomeranja za granično stanje upotrebljivosti (DL), što ranije nije bio slučaj. Takođe, kontrole lokalne duktilnosti vertikalnih AB elemenata su značajno pojednostavljene a rezultat je manja potrebna armatura.

Sveukupno, rad pokazuje da nova generacija Evrokoda 8 zadržava istu filozofiju projektovanja, ali uvodi sistematičniji, pregledniji i inženjerski racionalniji pristup. Dobijene konstrukcije bi trebalo da budu ekonomičnije, jednostavnije za proračun i oblikovanje, a pritom da zadržavaju nivo sigurnosti koji je u skladu sa savremenim inženjerskim standardima.

REFERENCE

[1] SRPS EN 1998-1:2015, Evrokod 8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, 2015

[2] draft prEN_1998-1-1_2021_ENQ – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action

[3] draft prEN1998-1-2_version_10-07-202-Design ofstructures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings

[4] SRPS EN 1990:2012, Evrokod — Osnove projektovanja konstrukcija, 2012

[5] Luka Manojlović. Seizmička analiza konstrukcije prema novoj generaciji Evrokoda 8 na primeru stambene zgrade. Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu, Master rad, 2025.

[6] draft prEN 1992-1-1 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules-Rules for buildings, bridges, and civil engineering structures.

S-2
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026077V

Vladimir Vukobratović[1]

ELASTIC PSEUDO-ACCELERATION SPECTRUM IN THE NEW EUROCODE 8

Summary: The mandatory application of Eurocodes in the Republic of Serbia was introduced relatively recently, which in some cases imposed challenges since the differences compared to the previous practice are significant. The preparation of the new generation of Eurocodes is currently in its final phase. Since in the near future the new generation of Eurocodes will be published and obligatory in the European Union countries, this is also expected in domestic practice. The implementation of the new generation of standards in practice is a demanding and complex process, which is primarily based on the timely familiarization of the professional public with all relevant details. The main idea of this paper is to provide information about the novelties related to the elastic pseudo-acceleration spectrum in part 1-1 of the new Eurocode 8. Since the topic of the spectrum cannot be isolated from the other provisions of the standard that affect it, the paper provides an appropriate overview of a number of other important provisions.

Keywords: Eurocode 8, elastic pseudo-acceleration spectrum, buildings, seismic hazard

ELASTIČNI SPEKTAR PSEUDOUBRZANJA U NOVOM EVROKODU 8

Rezime: Obavezna primena evrokodova u Republici Srbiji uvedena je relativno skoro, što je u pojedinim slučajevima nametnulo izazove, jer su razlike u odnosu na dosadašnju praksu znatne. Priprema nove generacije evrokodova trenutno je u završnoj fazi. Kako će u bliskoj budućnosti nova generacija evrokodova biti objavljena i obavezujuća u zemljama Evropske unije, to se očekuje i u domaćoj praksi. Implementacija nove generacije standarda u praksi je zahtevan i kompleksan proces, koji pre svega temelji na blagovremenom upoznavanju stručne javnosti sa svim relevantnim pojedinostima. Osnovna ideja ovog rada je pružanje informacija o novinama koje se odnose na elastični spektar pseudoubrzanja u delu 1-1 novog Evrokoda 8. Budući da temu spektra nije moguće izolovati od ostalih odredbi standarda koje na njega utiču, kroz rad je dat odgovarajući osvrt i na niz drugih odredbi koje su od značaja.

Ključne reči: Evrokod 8, elastični spektar pseudoubrzanja, zgrade, seizmički hazard

[1] Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu, Srbija, vladavuk@uns.ac.rs

1. UVOD

Priprema nove (druge) generacije evrokodova trenutno je u završnoj fazi. Ovo se, naravno, odnosi i na Evrokod 8, koji je, kako formalno tako i suštinski, pretrpeo određene izmene. Deo 1-1 novog Evrokoda 8 odnosi se na opšta pravila i seizmičko dejstvo, dok deo 1-2 pokriva zgrade. U delu 2 obrađeni su mostovi; procena stanja i ojačanje zgrada i mostova predmet su dela 3; silosi, rezervoari, cevovodi, tornjevi, jarboli i dimnjaci razmatrani su u delu 4, a deo 5 posvećen je geotehničkim aspektima, temeljima, potpornim i podzemnim konstrukcijama.

Obavezna primena evrokodova u Republici Srbiji uvedena je relativno skoro, što je u slučajevima pojedinih konstrukcija (npr. čelične i drvene) nametnulo izazove budući da su razlike u odnosu na dosadašnju praksu znatne. Uzimajući u obzir činjenicu da će u bliskoj budućnosti nova generacija evrokodova biti objavljena i obavezujuća u zemljama Evropske unije, za očekivati je da će se to desiti i u domaćoj praksi. Implementacija nove generacije standarda u praksi je zahtevan i kompleksan proces, koji pre svega temelji na blagovremenom upoznavanju stručne javnosti sa svim relevantnim pojedinostima. Shodno tome, glavna ideja ovog rada je da se učini prvi korak u pružanju informacija o tome šta donosi novi Evrokod 8 u delu 1-1 [1], i to po pitanju osnovnog prikaza seizmičkog dejstva, odnosno, horizontalnog elastičnog spektra pseudoubrzanja. Budući da priču o samom spektru nije moguće izolovati od ostalih odredbi standarda koje na njega utiču, u radu je dat odgovarajući osvrt i na niz drugih odredbi koje su od značaja.

Rad je organizovan na sledeći način: u Poglavlju 2 sagledane su osnove projektovanja koje su od značaja za glavnu temu rada; horizontalni elastični spektar pseudoubrzanja prikazan je u Poglavlju 3; numerički primer prikazan je u Poglavlju 4, a Poglavlje 5 sadrži zaključke.

2. OSNOVE PROJEKTOVANJA

Konstrukcije treba projektovati tako da u slučaju dejstva zemljotresa, sa odgovarajućim stepenom pouzdanosti, ljudski životi budu zaštićeni, oštećenja budu ograničena, a objekti od značaja za civilnu zaštitu ostanu funkcionalni. Ovako zahtevane performanse moguće je ostvariti proverom neprekoračenja određenih graničnih stanja pri propisanim seizmičkim dejstvima, u probabilističkom smislu. Sve navedeno se načelno odnosi i na nekonstrukcijske, odnosno pomoćne (engl. „ancillary“) elemente.

Za razliku od trenutno važeće, u novoj generaciji Evrokoda 8 definisana su četiri granična stanja (LS, engl. „limit state“): blizu rušenja (NC, engl. „near collapse“), značajno oštećenje (SD, engl. „significant damage“), ograničenje oštećenja (DL, engl. „damage limitation“), i potpuno funkcionalno (OP, engl. „fully operational“). Prva tri već postoje u aktuelnoj verziji Evrokoda 8, konkretno u delu 3 [2] (koji na tu temu, kao što je poznato, nije u potpunoj saglasnosti sa delom 1 [3]), dok četvrto granično stanje (OP) predstavlja novinu. U slučaju stanja OP, konstrukcija je neznatno oštećena, dozvoljen je neprekidan rad sistema koji se u njoj nalaze, i njena sanacija je ekonomična. Stanja NC i SD smatraju se graničnim stanjima nosivosti, dok se stanja DL i OP smatraju graničnim stanjima upotrebljivosti.

Seizmička dejstva treba da budu određena u smislu povratnih perioda. Dostizanje zahteva po performansama treba ostvariti odabirom odgovarajućih povratnih perioda, $T_{LS,CC}$, u zavisnosti od pojedinih graničnih stanja LS, i klase posledica (CC, engl. „consequence class“) kojoj razmatrana konstrukcija pripada. Za referentni povratni period, T_{ref}, usvojena je vrednosti od 475 godina (može biti izmenjena u Nacionalnom prilogu), i ona odgovara graničnom stanju SD i klasi posledica CC2, odnosno periodu $T_{SD,CC2}$. Dakle, seizmičko dejstvo vezano za $T_{SD,CC2}$ označeno je kao „referentno seizmičko dejstvo“. Faktori performansi, $\gamma_{LS,CC}$, koji se primenjuju kao faktori multiplikacije amplitude seizmičkog dejstva, mogu biti korišćeni kao alternativa povratnim periodima, pri čemu je iz gore navedenog jasno da je $\gamma_{SD,CC2} = 1{,}0$. Ova alternativa prilično je korisna budući da primena povratnog perioda može biti izvodljiva samo ukoliko je dostupna karta

seizmičkog hazarda za razmatrani povratni period. Klase posledica označene su sa CC1, CC2, CC3-a i CC3-b. Kada su u pitanju zgrade, kojima je ovaj rad i posvećen, njihove definicije slične su definicijama klasa značaja u delu 1 trenutno važećeg Evrokoda 8 [3]. Dakle, na primer, obične zgrade svrstane su u klasu CC2, škole pripadaju klasi CC3-a, a bolnice klasi CC3-b.

Iz svega navedenog jasno je da za povratni period nekog graničnog stanja i klasu posledica postoji odgovarajuća vrednost faktora performansi. Kada su u pitanju zgrade, ti podaci su definisani u delu 1-2 novog Evrokoda 8 [4], i ovde su dati u Tabeli 1, pri čemu se napominje da su vrednosti izvan zagrada povratni periodi izraženi u godinama, a vrednosti u zagradama su faktori performansi.

Tabela 1: Povratni periodi $T_{LS,CC}$ izraženi u godinama i faktori performansi $\gamma_{LS,CC}$ za zgrade

Granično stanje	**Klasa posledica**			
	CC1	**CC2**	**CC3-a**	**CC3-b**
NC	600 (1,10)	1.600 (1,50)	2.500 (1,75)	5.000 (2,20)
SD	275 (0,80)	475 (1,00)	600 (1,10)	900 (1,25)
DL	100 (0,60)	115 (0,60)	125 (0,65)	140 (0,65)

Kada je neophodno izvršiti proveru graničnog stanja OP za zgrade iz klase CC3 i njihovu opremu, načelno se može usvojiti da su povratni periodi i faktori performansi za konstrukciju isti kao i za stanje DL, a da za opremu iznose 475 godina i 1,0, respektivno.

Seizmički projektni slučajevi treba da budu kategorisani u klase seizmičkog dejstva u skladu s Tabelom 2, i to u zavisnosti od vrednosti indeksa seizmičkog dejstva, S_δ, koji je definisan u jednačini (1), pri čemu je δ koeficijent koji zavisi od klase posledica CC, F_α je faktor amplifikacije tla, F_T je faktor amplifikacije usled topografije, a $S_{\alpha,475}$ je referentno maksimalno spektralno ubrzanje za povratni period od 475 godina.

$$S_\delta = \delta F_\alpha F_T S_{\alpha,475} \tag{1}$$

Tabela 2: Definicija klasa seizmičkog dejstva u zavisnosti od indeksa seizmičkog dejstva S_δ

Klasa seizm. dejstva	**veoma niska**	**niska**	**umerena**	**visoka**
Indeks seizm. dejstva (m/s²)	$S_\delta < 1{,}30$	$1{,}30 \le S_\delta < 3{,}25$	$3{,}25 \le S_\delta < 6{,}50$	$S_\delta \ge 6{,}50$

Treba napomenuti da klasa seizmičkog dejstva direktno utiče na projektovanje konstrukcije. U slučaju veoma niske klase, odredbe Evrokoda 8 mogu biti zanemarene, dok u slučaju niske klase, za pojedine kategorije konstrukcija (definisane od strane relevantnih organa ili u Nacionalnom prilogu), zahtevi po pitanju performansi mogu biti zadovoljeni kroz primenu jednostavnijih pravila od onih koja su data u relevantnim delovima Evrokoda 8.

Prema [4], vrednosti koeficijenta δ za zgrade koje pripadaju klasama CC1, CC2, CC3-a i CC3-b iznose 0,6, 1,0, 1,25 i 1,6, respektivno. Opsezi vrednosti indeksa S_δ u Tabeli 2 kalibrisane su na osnovu nivoa seizmičnosti datih u Tabeli 3 za zgrade koje pripadaju klasi CC2, uz pretpostavku da zbirni efekat faktora F_α i F_T iznosi 1,3.

Za primenu Evrokoda 8 potrebno je da teritorije budu mapirane u zavisnosti od lokalnog seizmičkog hazarda, i takav prikaz podrazumeva da su referentni spektralni parametri dati u Nacionalnom prilogu, kao i da oni treba da budu grupisani u seizmičke zone koje su međusobno razgraničene, i u kojima je seizmičnost kvalifikovana u skladu s Tabelom 3.

Seizmički hazard treba da bude opisan sa dva referentna spektralna ubrzanja, tj. sa već pomenutim $S_{\alpha,475}$, i sa $S_{\beta,475}$, gde $S_{\alpha,475}$ odgovara vrednosti pseudoubrzanja koja definiše plato

horizontalnog elastičnog spektra, dok $S_{\beta,475}$ odgovara spektralnoj vrednosti za period od 1 s, koji je označen sa T_β. U oba slučaja vrednosti odgovaraju prigušenju od 5% i kategoriji tla A, definisanom kao standardna stena. Vrednosti $S_{\alpha,475}$ određuju se analizom seizmičkog hazarda, što se istovremeno može uraditi i za određivanje vrednosti $S_{\beta,475}$, ali se one mogu dobiti i kao:

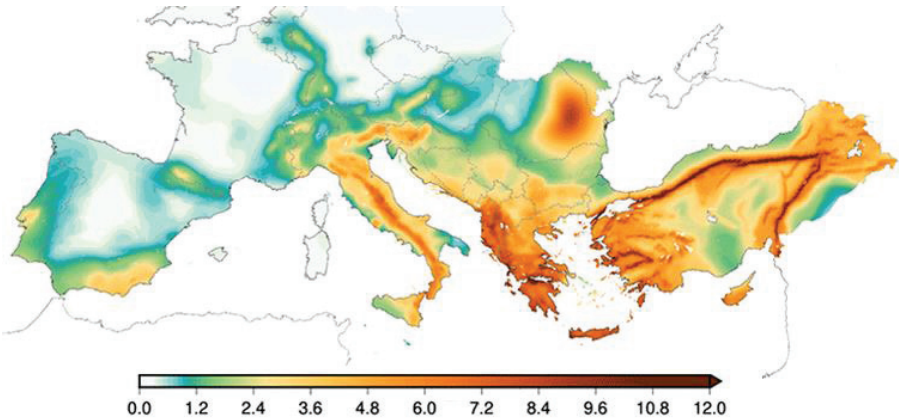
$$S_{\beta,475} = f_h S_{\alpha,475} \tag{2}$$

Vrednosti f_h iznose 0,2, 0,3 i 0,4 za veoma niske i niske, umerene, i visoke nivoe seizmičnosti (Tabela 3), respektivno.

Tabela 3: Definicija nivoa seizmičnosti u zavisnosti od $S_{\alpha,475}$

Nivo seizmičnosti	**veoma nizak**	**nizak**	**umeren**	**visok**
Ref. maks. spektralno ubrzanje (m/s²)	$S_{\alpha,475} < 1{,}0$	$1{,}0 \leq S_{\alpha,475} < 2{,}5$	$2{,}5 \leq S_{\alpha,475} < 5{,}0$	$S_{\alpha,475} \geq 5{,}0$

U informativnom Aneksu A dela 1-1 [1] date su mape sa vrednostima $S_{\alpha,475}$ i $S_{\beta,475}$, i one su zasnovane na evropskom modelu seizmičkog hazarda, engl. „European Seismic Hazard Model“ (ESHM20), videti i [5, 6]. Na Slici 1 dat je isečak mape, preuzet iz [5], sa prikazom vrednosti $S_{\alpha,475}$, izraženih u m/s^2.



Slika 1: Prikaz $S_{\alpha,475}$ zasnovan na ESHM20 (skala u m/s^2), preuzet iz [5]

Određivanje faktora F_α, koji se po svojoj prirodi odnosi na kratke periode, moguće je na dva načina. Prvi je zasnovan na primeni izraza u kojima figurišu dubina stenske formacije na kojoj je brzina smičućeg talasa $v_s > 800$ m/s, H_{800}, i ekvivalentne vrednosti v_s do referentne dubine H, $v_{s,H}$, i njegova upotreba podrazumeva da su vrednosti H_{800} i $v_{s,H}$ poznate, što u domaćoj praksi nije čest slučaj. Drugi način, koji je u nastavku i razmatran, temelji na izrazima datim u Tabeli 4.

Iz Tabele 4 je jasno da je na tlu kategorije A $F_\alpha = 1{,}0$, što je i očekivano jer u steni nema amplifikacije. Sve navedeno odnosi se i na faktor F_β, koji je po svojoj prirodi vezan za srednje periode. On je neophodan za određivanje elastičnog spektra pseudoubrzanja razmatranog u narednom poglavlju, a zbog preglednosti predstavljen je u ovom. Kategorije tla date u Tabeli 4 neće biti detaljno razmatrane, ali je njihov pojednostavljen opis načelno sličan opisu u trenutno važećem Evrokodu 8.

Za veoma nisku i nisku klasu seizmičkog dejstva (Tabela 2) moguća su pojednostavljenja, i to u vidu usvajanja $F_\alpha = 2{,}20$ i $F_\beta = 4{,}0$ za bilo koje stabilne uslove tla, te proširenja tla kategorije D, E i F na veoma meka stabilna tla sa 100 m/s $\leq v_{s,H} <$ 150 m/s. Prvo pojednostavljenje je

konzervativno, i za neke vrednosti $S_{\alpha,475}$ može da se desi da njegovo usvajanje poveća klasu seizmičkog dejstva u odnosnu na realnu.

Tabela 4: Faktori amplifikacije tla F_α i F_β za standardne kategorije tla

Kategorija tla	F_α	F_β
A	1,0	1,0
B	$1{,}3(1 - 0{,}1S_{\alpha,RP}/g)$	$1{,}6(1 - 0{,}2S_{\beta,RP}/g)$
C	$1{,}6(1 - 0{,}2S_{\alpha,RP}/g)$	$2{,}3(1 - 0{,}3S_{\beta,RP}/g)$
D	$1{,}8(1 - 0{,}3S_{\alpha,RP}/g)$	$3{,}2(1 - S_{\beta,RP}/g)$
E	$2{,}2(1 - 0{,}5S_{\alpha,RP}/g)$	$3{,}2(1 - S_{\beta,RP}/g)$
F	$1{,}7(1 - 0{,}3S_{\alpha,RP}/g)$	$4{,}0(1 - S_{\beta,RP}/g)$

Iz Tabele 4 se vidi da u izrazima za određivanje F_α i F_β figurišu $S_{\alpha,RP}$ i $S_{\beta,RP}$ (izraženi u g), respektivno. Njihove vrednosti mogu biti određene iz odgovarajućih mapa za razmatrane povratne periode, ili alternativno, što je u nastavku i urađeno, korišćenjem iznad datih faktora performansi $\gamma_{LS,CC}$ (Tabela 1):

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,475} \tag{3}$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,475} \tag{4}$$

Kada je u pitanju faktor amplifikacije usled topografije F_T, u slučaju da postoje topografske neregularnosti po pitanju visine veće od 30 m i po pitanju prosečnog nagiba terena većeg od 15º, treba primeniti odgovarajuće vrednosti $F_T > 1{,}0$, i to samo u slučaju tla kategorije A i B. U svim ostalim slučajevima treba usvojiti $F_T = 1{,}0$. U standardu su date tri situacije u kojima je potrebno usvojiti $F_T > 1{,}0$, pri čemu je za dve propisano da je $F_T = 1{,}2$, a za treću da je $F_T = 1{,}4$ (za detalje videti [1]).

3. HORIZONTALNI ELASTIČNI SPEKTAR PSEUDOUBRZANJA

U odnosu na horizontalni elastični spektar pseudoubrzanja u trenutno važećem Evrokodu 8, za koji su predložena dva osnovna tipa, definicija spektra u novoj generaciji standarda značajno je izmenjena (Slika 2), i nema podele na tipove.

Pre svega, umesto primene jednog parametra za određivanje pojedinih delova spektra, za koji je u trenutno važećem Evrokodu 8 izabrano maksimalno ubrzanje tla, za novi spektar primenjena su dva: S_α koji definiše plato spektra, i S_β koji definiše spektralnu vrednost u $T_\beta = 1$ s. Druga bitna razlika odnosi se na oblast veoma kratkih perioda, gde je sada u spektru usvojena horizontalna grana između $T = 0$ s i $T = T_A$. Ova izmena je potpuno u skladu sa poznatom činjenicom da za veoma kratke periode praktično ne dolazi do amplifikacije. Posledično, umesto dosadašnje četiri, spektar sada ima pet grana.

Kao što je ispod Slike 2 navedeno, horizontalna osa spektra je, za razliku od dosadašnje prakse, prikazana u logaritamskoj razmeri, što poboljšava vidljivost za periode koji su najčešće zastupljeni.

Određivanje spektralnih vrednosti $S_e(T)$ za pojedine grane spektra vrši se prema sledećim izrazima:

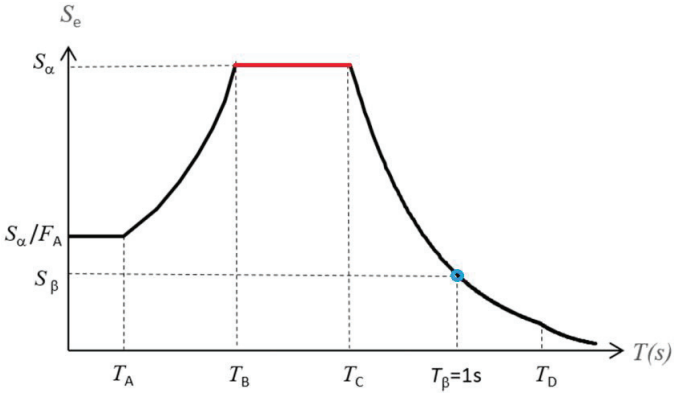
$$0\ \text{s} \le T < T_A: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A} \tag{5}$$

$$T_A \le T < T_B: \quad S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A}\left[\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A}\right] \tag{6}$$

$$T_B \le T < T_C: \quad S_e(T) = \eta S_\alpha \tag{7}$$

$$T_C \le T < T_D: \quad S_e(T) = \eta \frac{S_\beta T_\beta}{T} \tag{8}$$

$$T \ge T_D: \quad S_e(T) = \eta T_D \frac{S_\beta T_\beta}{T^2} \tag{9}$$



Slika 2: Horizontalni elastični spektar pseudoubrzanja (horizontalna osa u logaritamskoj razmeri), preuzeto iz [1] i dopunjeno prikazom značenja parametara S_α i S_β

Spektralna ubrzanja S_α i S_β treba odrediti kao:

$$S_\alpha = F_\alpha F_T S_{\alpha,RP} = F_\alpha F_T \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,475} \tag{10}$$

$$S_\beta = F_\beta F_T S_{\beta,RP} = F_\beta F_T \gamma_{LS,CC} S_{\beta,475} \tag{11}$$

Vrednost perioda T_C i T_B treba odrediti iz izraza:

$$T_C = S_\beta T_\beta / S_\alpha = S_\beta / S_\alpha \ \ (T_\beta = 1 \text{ s}) \tag{12}$$

$$T_B = \begin{cases} T_C / \chi, & \text{za } 0{,}05 \text{ s} \le T_C / \chi \le 0{,}10 \text{ s} \\ 0{,}05 \text{ s}, & \text{za } T_C / \chi < 0{,}05 \text{ s} \\ 0{,}10 \text{ s}, & \text{za } T_C / \chi > 0{,}10 \text{ s} \end{cases} \tag{13}$$

Ukoliko se ispostavi da je $T_C \ge 1$, potrebno je sprovesti specifičnu studiju u cilju definisanja horizontalnog elastičnog spektra. Kada su u pitanju T_A, F_A i χ, u odsustvu specifičnih studija, za njih može biti usvojeno 0,02 s, 2,5 i 4, respektivno. Isto važi i za T_D, čija vrednost (u sekundama) može biti određena kao:

$$T_D = \begin{cases} 2, & \text{za } S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,475} \le 1 \text{ m/s}^2 \\ 1 + S_{\beta,RP} = 1 + \gamma_{LS,CC} S_{\beta,475} (S_\beta \text{ u m/s}^2), & \text{za } S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,475} > 1 \text{ m/s}^2 \end{cases} \tag{14}$$

Što se tiče faktora korekcije prigušenja η, kao i do sada, za prigušenje $\xi = 5\%$ on iznosi 1,0, ali je za razliku od trenutno važećeg Evrokoda 8 njegova definicija u novoj generaciji standarda, koja važi za periode T do 4 s, data u odnosu na periode T_A i T_B:

$$\eta = \left\{ \begin{array}{ll} 1, & \text{za } T \le T_A \\ \sqrt{\left(10 + \left(\dfrac{T_B - T}{T_B - T_A}\right)^3 (\xi - 5)\right) / (5 + \xi)}, & \text{za } T_A < T < T_B \\ \sqrt{10 / (5 + \xi)}, & \text{za } T \ge T_B \end{array} \right\} \ge 0{,}55 \tag{15}$$

Kao što je poznato, u trenutno važećem Evrokodu 8 izraz dat u trećem redu (15) primenjuje se u celom opsegu perioda. Donja granica od 0,55 ostala je nepromenjena.

Konačno, za potrebe numeričkog primera datog u sledećem poglavlju, izraz za određivanje maksimalne projektne vrednosti ubrzanja tla (u m/s^2) glasi:

$$PGA_e = \frac{S_\alpha}{F_A} \tag{16}$$

4. NUMERIČKI PRIMER

U ovom poglavlju prikazano je određivanje horizontalnih elastičnih spektara pseudoubrzanja za sve kategorije tla definisane u novom Evrokodu 8, uzimajući u obzir tri vrednosti maksimalnog ubrzanja tla na steni (tlo kategorije A): 0,10 g, 0,15 g i 0,20 g. Navedene vrednosti izabrane su tako da pokrivaju većinu teritorije Republike Srbije, imajući u vidu trenutno aktuelnu kartu seizmičkog hazarda za povratni period od 475 godina sa verovatnoćom prekoračenja od 10% u 50 godina [7].

Za usvojeni faktor amplifikacije usled topografije F_T = 1,0, klasu posledica CC2, granično stanje SD (povratni period $T_{SD,CC2}$ = 475 godina, faktor performansi $\gamma_{SD,CC2}$ = 1,0) i razmatrana maksimalna ubrzanja tla, odgovarajuće vrednosti $S_{\alpha,475}$ (iz jednačine (16) za F_A = 2,5 i jednačine 10)) i $S_{\beta,475}$ (iz jednačine (2)), kao i nivoi seizmičnosti (prema Tabeli 3), prikazani su u Tabeli 5. Napominje se da je u okviru numeričkog primera zbog jednostavnosti usvojeno da je g ≈ 10 m/s^2.

Tabela 5: Vrednosti $S_{\alpha,475}$ i $S_{\beta,475}$ i nivoi seizmičnosti za razmatrana maksimalna ubrzanja tla

Maksimalno ubrzanje tla [g]	$S_{\alpha,475}$ **[m/s^2]**	$S_{\beta,475}$ **[m/s^2]**	**Nivo seizmičnosti**
0,10	2,50	0,75	umeren
0,15	3,75	1,13	umeren
0,20	5,00	2,00	visok

Koristeći izraze iz Tabele 4, određene su odgovarajuće vrednosti faktora amplifikacije tla F_α i F_β, i one su prikazane u Tabeli 6.

Tabela 6: Vrednosti faktora amplifikacije tla F_α i F_β

$S_{\alpha,475}$ **[m/s^2]**	**2,50**		**3,75**		**5,00**	
$S_{\beta,475}$ **[m/s^2]**	**0,75**		**1,13**		**2,00**	
Kategorija tla	F_α	F_β	F_α	F_β	F_α	F_β
A	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
B	1,27	1,58	1,25	1,56	1,24	1,54
C	1,52	2,25	1,48	2,22	1,44	2,16
D	1,67	2,96	1,60	2,84	1,53	2,56
E	1,93	2,96	1,79	2,84	1,65	2,56
F	1,57	3,70	1,51	3,55	1,45	3,20

Vrednosti spektralnih ubrzanja S_α i S_β, određene iz jednačina (10) i (11), i perioda T_C, T_B i T_D, određene iz (12)-(14), respektivno, date su u Tabeli 7, a za T_A i χ usvojene su podrazumevane vrednosti (0,02 s i 4, respektivno). Za prigušenje ξ usvojeno je 5%, iz čega sledi da je faktor korekcije prigušenja η = 1,0.

Horizontalni elastični spektri pseudoubrzanja, izračunati za razmatrane ulazne podatke, dati su na Slici 3. Oni, zajedno sa svim relevantnim parametrima za njihovo izračunavanje, mogu biti od praktične koristi za inženjere.

Tabela 7: Vrednosti S_α, S_β, T_C, T_B i T_D

	$S_{\alpha,475}$ = 2,50 m/s², $S_{\beta,475}$ = 0,75 m/s²				
Kategorija tla	**S_α [m/s²]**	**S_β [m/s²]**	**T_C [s]**	**T_B [s]**	**T_D [s]**
A	2,50	0,75	0,30	0,075	2,00
B	3,18	1,19	0,37	0,093	
C	3,80	1,69	0,44	0,100	
D	4,18	2,22	0,53		
E	4,83	2,22	0,46		
F	3,93	2,78	0,71		
	$S_{\alpha,475}$ = 3,75 m/s², $S_{\beta,475}$ = 1,13 m/s²				
A	3,75	1,13	0,30	0,075	2,13
B	4,69	1,76	0,38	0,095	
C	5,55	2,51	0,45	0,100	
D	6,00	3,21	0,54		
E	6,71	3,21	0,48		
F	5,66	4,01	0,71		
	$S_{\alpha,475}$ = 5,00 m/s², $S_{\beta,475}$ = 2,00 m/s²				
A	5,00	2,00	0,40	0,100	3,00
B	6,20	3,08	0,50		
C	7,20	4,32	0,60		
D	7,65	5,12	0,67		
E	8,25	5,12	0,62		
F	7,25	6,40	0,88		

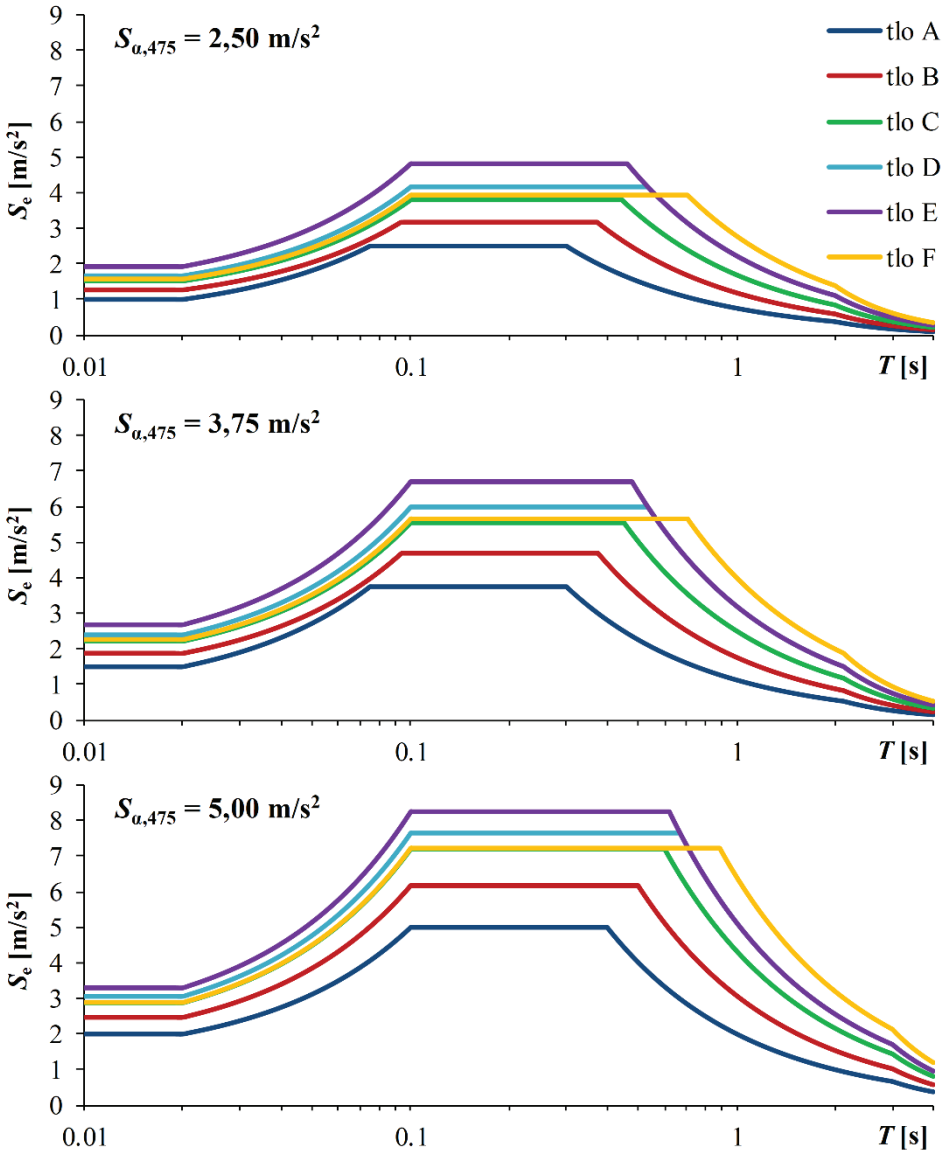
5. ZAKLJUČAK

Priprema nove (druge) generacije evrokodova trenutno je u završnoj fazi. Evrokod 8 je i formalno i suštinski pretrpeo određene izmene, i njegova implementacija u praksi predstavljaće izazov. Prvi korak u prevazilaženju istog je blagovremeno upoznavanje stručne javnosti sa svim relevantnim pojedinostima. Glavna ideja ovog rada je pružanje informacija o novinama koje se odnose na horizontalni elastični spektar pseudoubrzanja u delu 1-1 novog Evrokoda 8.

U radu su razmatrane osnove projektovanja, pre svega vezane za zahteve po performansama, granična stanja, određivanje seizmičkih dejstava, nivoe seizmičnosti i opis seizmičkog hazarda. One su od ključnog značaja za određivanje horizontalnog elastičnog spektra pseudoubrzanja, koji je detaljno razmatran u radu. Dodatno, dat je osvrt na klase seizmičkog dejstva i njihov uticaj na projektovanje konstrukcija zgrada, kojima je ovaj rad i posvećen.

U okviru numeričkog primera prikazano je određivanje horizontalnih elastičnih spektara pseudoubrzanja za sve kategorije tla definisane u novom Evrokodu 8, uzimajući u obzir tri vrednosti maksimalnog ubrzanja tla na steni: 0,10 g, 0,15 g i 0,20 g. Navedene vrednosti izabrane su tako da pokrivaju većinu teritorije Republike Srbije, imajući u vidu trenutno aktuelnu kartu seizmičkog hazarda. Na taj način su, uz pretpostavku da nema amplifikacije usled topografije, za referentni povratni period od 475 godina, u radu određeni svi relevantni parametri neophodni za izračunavanje spektara, kao i sami spektri, što može biti od praktične koristi za inženjere.

Treba napomenuti da se, zbog relativno „zamršenog“ određivanja spektralnih parametara, a u cilju eliminacije grešaka, kao preporuka autora rada navodi izrada automatizovanog numeričkog alata za proračun spektralnih vrednosti.



Slika 3: Horizontalni elastični spektri pseudoubrzanja za različite vrednosti $S_{\alpha,475}$ i kategorije tla (određeni za 5% prigušenja)

ZAHVALNOST

Ovo istraživanje je podržano od strane Ministarstva nauke, tehnološkog razvoja i inovacija (br. ugovora: 451-03-34/2026-03/200156) i Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu kroz projekat "Naučnoistraživački i umetničkoistraživački rad istraživača u nastavnim i saradničkim zvanjima Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu 2026" (br: 01-3609/1).

REFERENCE

[1] FprEN 1998-1-1:2024_TC 250: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action, European Committee for Standardization, Brussels, August 2023.

[2] EN 1998-3: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, European Committee for Standardization, Brussels, June 2005.

[3] EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, December 2004.

[4] FprEN 1998-1-2:2025_TC 250: Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, European Committee for Standardization, Brussels, February 2025.

[5] Labbé P, Paolucci R. Developments Relating to Seismic Action in the Eurocode 8 of Next Generation, Progresses in European Earthquake Engineering and Seismology, Springer Proceedings in Earth and Environmental Sciences, 2022, 26-46.

[6] Danciu L, Giardini D, Weatherill G, Basili R, Nandan S, Rovida A, Beauval C, Bard P-Y, Pagani M, Reyes C. G, Sesetyan K, Vilanova S, Cotton F, Wiemer S. The 2020 European Seismic Hazard Model: Overview and Results, EGUsphere [preprint], 2024, 1-36.

[7] https://www.seismo.gov.rs/Seizmicnost/SH_2018_Ubrzanje_cyr_475_WGS84.pdf, pristupljeno dana 11.05.2026.

S-3
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026053P

Jana Pudar[1], Luka Manojlović[2], Vedran Carević[3]

FLAT SLAB AS THE PRIMARY SEISMIC ELEMENT ACCORDING TO THE NEW GENERATION OF EUROCODES

Summary: The flat slab is a favourable construction type from the aspect of architecture, functionality and execution. However, the shortcoming is the impossibility, according to current regulations, to participate in the primary seismic system. In this case, it is not possible to ensure energy dissipation at the column slab joint, so they must be treated as secondary elements, which makes their application even more difficult. However, in the draft of the new Eurocode 8 there is a significant change because it introduces the possibility that they be treated as a primary seismic element, with a series of requirements that need to be met. The aim of this paper was to analyse under which conditions a flat slab can be the primary seismic element, which design checks must satisfy and finally to draw a conclusion. The entire analysis and design process were carried out on an example of an office building. The paper presents the seismic analysis of the subject structure, the design procedure for a typical slab, and punching, all in accordance with the new drafts of Eurocode 2 and Eurocode 8.

Keywords: flat slab, seismic analysis, punching shear

PLOČE DIREKTNO OSLONJENE NA STUBOVE KAO PRIMARNI SEIZMIČKI ELEMENT PREMA NOVOJ GENERACIJI EVROKODOVA

Rezime: Sistem ploča direktno oslonjenih na stubove predstavlja povoljan sistem sa aspekta arhitekture, funkcionalnosti kao i izvođenja. Međutim nedostatak ovog sistema je nemogućnost, prema važećim propisima, da učestvuje u sistemu za prijem horizontalnih uticaja od seizmike. Kod ovakvih sistema nije moguće obezbediti disipaciju energije na spoju stuba i ploče, pa se moraju tretirati kao sekundarni elementi, što dodatno oteževa njihovu primenu. Međutim, u nacrtu novog Evrokoda 8 dolazi do značajne promene jer se uvodi mogućnost da one budu tretirane kao primarni seizmički element, uz niz zahteva koje je potrebno ispuniti. Cilj ovog rada je bila analiza pod kojim uslovima ploča direktno oslonjena na stubove može biti primarni seizmički element, koje sve kontrole ona mora zadovoljiti i na kraju da se izvede zaključak. Celokupan proračun je urađen na primeru poslovnog objekta spratnosti. U radu je prikazana seizmička analiza za predmetni objekat, kao i postupak dimenzionisanja tipske ploče i proračun proboja za istu, a sve u skladu sa novim nacrtom Evrokoda 2 i Evrokoda 8.

Ključne reči: ploča direktno oslonjena na stubove, seizmička analiza, proboj

[1] Bekament, Belgrade, Serbia, pudarjana@gmail.com
[2] AS Commerce Stan , Belgrade, Serbia
[3] Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bul. Kralja Aleksandra 73, Belgrade, Serbia

1. UVOD

Sistem ploča direktno oslonjenih na stubove predstavlja povoljan sistem sa aspekta arhitekture, funkcionalnosti kao i izvođenja. Jednostavna oplata, veće spratne visine, kao i laka ugradnja instalacija ga čine primamljivim rešenjem prilikom usvajanja konstruktivnog sistema. Međutim nedostatak ovog sistema je nemogućnost, prema važećim propisima, da učestvuje u sistemu za prijem horizontalnih uticaja od seizmike.

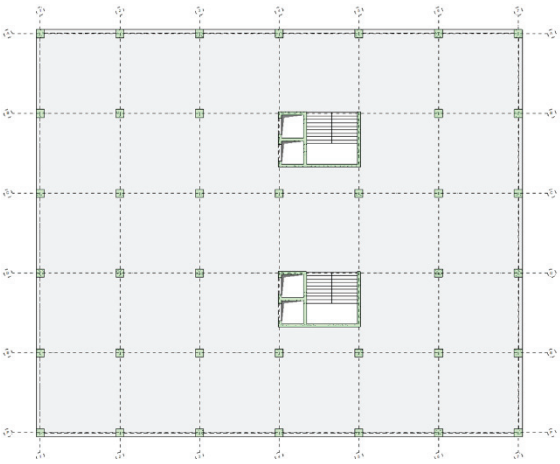
Prema važećem SRPS EN 1998-1 [1], sistemi sa pločama direktno oslonjenim na stubove ne mogu da budu deo primarnog seizmičkog sistema, jer nije moguće obezbediti disipaciju energije na spoju stuba i ploče. Samim tim, ovakvi sistemi se moraju tretirati kao sekundarni elementi, što dodatno oteževa njihovu primenu. Klasifikacija stubova, koji predstavljaju oslonce za ovakve ploče, kao sekundarnih elemenata podrazumeva da se omogući kapacitet pomeranja koji odgovara pomeranju primarne seizmičke konstrukcije, a da pri tome ne izgube svoju osnovnu funkciju – vertikalnog oslonca ploče. Ovo podrazumeva da se stubovi dimenzionišu na značajno veće seizmičke momente savijanja od onih koji se dobijaju linearnim proračunom (uvećani najmanje faktorom ponašanja q), kao i da se ovi momenti koriste pri proračunu proboja kroz koeficijent β kojim se uzima u obzir ekscentričnost oslonačke reakcije. Sve to rezultuje većim dimenzijama elemenata i količinom armature, kako u stubovima, tako i u ploči.

Međutim, u nacrtu novog Evrokoda 8 [2,3] dolazi do značajne promene kada su u pitanju ploče direktno oslonjene na stubove. Novi nacrt uvodi mogućnost da one budu tretirane kao primarni seizmički element, uz niz zahteva koje je potrebno ispuniti.

Cilj ovog rada je bila analiza pod kojim uslovima ploča direktno oslonjena na stubove može biti primarni seizmički element, koje sve kontrole ona mora zadovoljiti i na kraju da se izvede zaključak zašto sistem ploče direktno oslonjenih na stubove nije pokriven trenutno važećim Evrokodom 8, a u budućoj verziji će biti.

2. KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Primena ploče direktno oslonjene na stubove (flat slab) kao primarnog seizmičkog sistema analiziran je na primeru jedne tipske konstrukcije poslovnog objekta na teritoriji grada Beograda. Osnova tipskog sprata prikazan je na slici 1 [4].



Slika 1: Osnova tipskog sprata poslovnog objekta

Objekat je spratnosti podrum, prizemlje i 7 spratova. Spratna visina je ista na svakom spratu i iznosi 3.3 m. Osnova objekta je pravilna, pravougaonog oblika, dimenzija 39×32.5 m. Konstrukcija je regularna po visini, ne postoje promene gabarita tavanica po visini. Za

međuspratne tavanice su usvojene AB ploče direktno oslonjene na stubove, bez kapitela, debljine 26 cm.

Stubovi su dimenzija 65×65 cm, određenih iz uslova duktilnosti, sa rasterom od 6.5 m u oba pravca. Preko fasadnih stubova nalazi se obodna fasadna greda dimenzija 30×60 cm. U objektu se nalaze i dva liftovska jezgra sa zidovima debljine 25 cm.

Objekat je fundiran na temeljnoj ploči debljine 60 cm. Zapitrebe ovog primera usvojena je kategorija tla tipa B.

Pored sopstvene težine, objekat je opterećen jednakopodeljenim dodatnim stalnim gravitacionim opterećenjem intenziteta 3.2 kN/m2, kao i korisnim opterećenjem intenziteta 2.0 kN/m2, u nivou svake tavanice. Takođe, u liniji fasade se na svakom nivou nalazi zamenjujuće linijsko opterećenje od fasade.

Za konstrukciju je usvojen beton klase C30/37, dok je za zidove jezgra usvojen beton klase C45/55, diktiran uslovom duktilnosti. Armatura je klase B500B.

3. SEIZMIČKA ANALIZA

Pre seizmičke analize, potrebno je sagledati uslove i ograničenja koje ploča direktno oslonjena na stubove mora da zadovolji, kako bi se mogla svrstati u primarni noseći sistem za prihvatanje seizmičkih sila, a koje propisuje nova generacija Evrokoda 8 [3]. U nastavku su navedeni uslovi:

- Prvi uslov koji se uočava u samoj definiciji jeste da je to ploča u dva pravca sa konstantnom debljinom. (EN 1998-1-2-2022-10.10.1),
- Ploča mora biti betonirana na licu mesta. (EN 1998-1-2-2022-10.10.1(1)),
- Vertikalni oslonci bi trebalo da budu pravilno raspoređeni u dva ortogonalna pravca,
- Spoj ploče sa ivčnim i ugaonim stubom trebalo bi da bude sa punim presekom stuba i da postoje ivčne grede,
- Debljina ploče ne bi trebalo da bude manja od 3,5% njenog najvećeg raspona, l=6.5m, usv. h_{pl}=26 cm > 22.75 cm
- Ploča direktno oslonjena na stubove ne bi trebalo da se projektuje za klasu duktilnosti DC3,
- Ploča direktno oslonjena na stubove ne bi trebalo da se projektuje za DC1 klasu duktilnosti, ako je S_δ>2.5 m/s^2. (S_δ=1.95 m/s^2 u konkretnom primeru),
- Ploča direktno oslonjena na stubove ne bi trebalo da se koristi kao primarni seizmički element u slučaju kada je S_δ>5.0 m/s^2,
- Maksimalni faktor ponašanja konstrukcije, koja je regularna po visini i u osnovi, je q=2.0.

U tabeli 1 su prikazani seizmički parametri, koji su sračunati seizmičkom analizom u skladu sa budućim propisima. Seizmičke sile su određene metodom bočnih sila.

Tabela 1: Seizmički parametri za konkretni primer

Parametar	Vrednost	Jedinica	Opis
Klasa duktilnosti	DC2	/	DCM po trenutnim propisima
Kategorija tla	B	/	
$S_{\alpha,475}$	1.5	m/s^2	Spektralni parametri za referentni povratni period od 475 godina
$S_{\beta,475}$	0.5	m/s^2	
S_δ	1.95	m/s^2	Indeks seizmičkog dejstva
T_1	1.56	s	Prvi ton - torzija
T_2	1.22	s	translacija - Y pravac
T_3	1.05	s	trasnlacija - X pravac
q	1.5	/	Torziono-fleksibilni sistem
F_{bx}*	6978	kN	Seizmička sila – X pravac
F_{by}*	6003	kN	Seizmička sila – Y pravac

Proračunom smičućih sila na nivou prizmelja, utvrđeno je da u X pravcu stubovi nose 40.5%, a zidovi 59.5%, dok u Y pravcu stubovi nose 49%, a zidovi 51%. Na osnovu ovoga može se zaključiti da je sistem koji prihvata seizmičko opterećenje kombinovani sistem koga čine zidovi i ploča direktno oslonjena na stubove. Obzirom da je ovo kombinovani sistem, faktor ponašanja bi mogao da se poveća prema novim propisima sa 1.5 na 1.55 (q_D=1.3, svi ostali članovi ostaju isti), međutim kako je ta izmena zanemarljiva, odlučeno je da se proračun sprovede sa faktorom 1.5, što je na strani sigurnosti.

4. DIMENZIONISANJE TIPSKE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

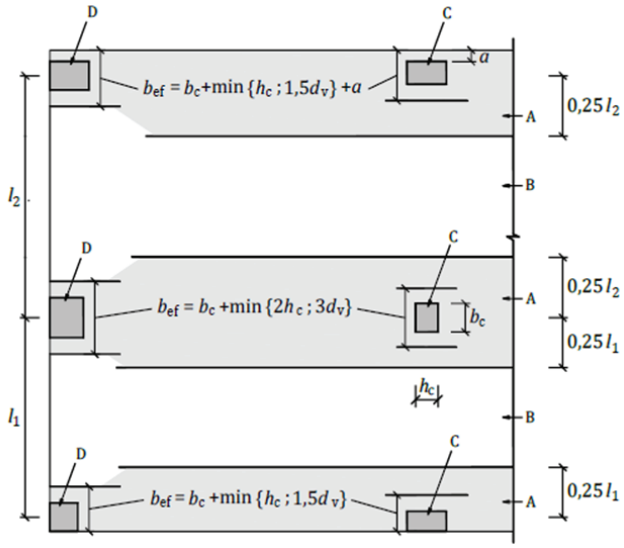
4.1. EVROKOD 2- PRORAČUN ZA KOMBINACIJU 1.35g+1.5q

Što se tiče nacrta novog Evrokoda 2 [5], on ne daje konkretne smernice za proračun ploče direktno oslonjene na stubove, već definiše da raspored armature treba da odgovara ponašanju konstrukcije tokom eksploatacije, što dovodi do koncentracije armature iznad stubova. Uticaji u X i Y pravcu su približno isti, pa je usvojena ista armatura.

4.2. EVROKOD 8 – SEIZMIČKI PRORAČUN TAVANICE

prEN 1998-1-2 [2], u delu 6.2.8., definiše da je potrebno uticaje od seizmike u tavanicama pomožiti faktorom γ_d=1.2, u konkretnom primeru, za klasu duktilnosti DC2 i uticaje kod kojih postoji mogućnost pojave krtog loma, čime im se obezbeđuje dovoljna rezerva nosivosti, kako bi mogle da prenesu seizmičke uticaje.

Za razliku od Evrokoda 2 [5], Evrokod 8 [3] definiše oslonačku traku, traku u polju, kao i efektivnu širinu ploče, kao što je prikazano na slici 2.



Slika 2: Efektivna širina ploče iznad stubova [3]

Član 10.10.2.(2), definiše širinu oslonačke trake koji treba uzeti u obzir kao maksimalnu vrednost od sledećih:

- zbir 1/4 raspona sa svake strane ose stuba = 0.25*6.5+0.25*6.5=3.25 m,
- dimenzija oslonačkog elementa upravna na oslonačku traku = 0.65m,

dok član 10.10.2.(7) definiše vrednosti b_{ef} efektivnu širinu ploče:

- $b_{ef} = b_c + \min(2h_c; 3d_v)$ – za unutrašnje oslonce

- $b_{ef} = b_c + \min(h_c; 1.5d_v) + a$ – za spoljašnje oslonce

Generalno, podužna armatura treba da bude koncentrisana u oslonačkim trakama, dok je u okviru efektivne širine ploče potrebno smestiti podužnu armaturu koja odgovara momentima koji se sa ploče prenose na stub. U nastavku će tabelarno biti prikazani momenti i potrebna/usvojena armatura na osnovu uticaja u ploči. Uticaji u X i Y pravcu su približno isti, usvojena je ista armatura.

4.2.1. Gornja zona

Uticaji i potrebna armatura u ploči su podeljeni u tri grupe:
- efektivna širina ploče $b_{ef} =$ 1.2 m i $b_{ef} =$ 0.9 m,
- traka pored oslonaca, širine 1.05m (0.75m),
- traka u polju, širine 3.25m.

4.2.2. Donja zona

Uticaji i potrebna armatura u ploči su podeljeni u tri grupe i tabelarno prikazani:
- traka iznad oslonaca – ivična polja
- traka iznad oslonaca – srednja polja
- traka u polju

Tabela 2: Potrebna i usvojena armatura donje zone

Širina trake	M_{Ed}	$A_{s,1,req}$	$A_{s,1,usv}$
(cm)	(kNm/m)	(cm²/m)	(cm²/m)
325	30.31	3.57	3.95 (Ø10/20)
325	21.52	2.52	3.95 (Ø10/20)
325	17.90	2.09	2.50 (Ø8/20)

Član 10.10.2.(8) definiše da unutar b_{ef} treba biti minimum 50% armature u oslonačkoj traci:

$A_{usv}(3.25m) = 1.2 * 20.10 + 1.05 * 11.31 * 2 = 47.87\ cm^2$

$A_{usv}(3.25m)/2 = 23.94\ cm^2$

$A_{usv}(1.2m) = 1.2 * 20.10 = 24.12\ cm^2$

$24.12\ cm^2 > 23.94\ cm^2$

Takođe, potrebno je ispoštovati uslove minimalne armature u oslonačkim trakama:

- na celom rasponu oslonačke trake, armature gornje zone ne sme biti manja od 1/4 arm. gornje zone iznad oslonaca:

→ 0.25 * 20.10 cm²/m = 5.025 cm²/m → Усваја се Ø12/20 (5.66 cm²/m)

- na celom rasponu oslonačke trake, arm. u donjoj zoni ne sme biti manja od 1/3 arm. u gornjoj zoni iznad oslonaca:

→ 0.333 * 20.10 cm²/m = 6.699 cm²/m → Усваја се Ø14/20 (7.70 cm²/m),

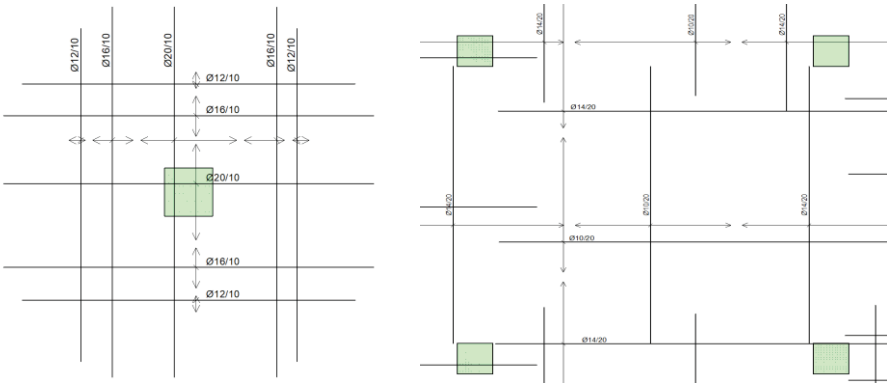
- donja zona na ivici stuba/zida, ne sme biti manja od donje zone u sredini raspon:

→ Ø14/20 (7.70 cm²/m)

Uslovi rasporeda armature trake u polju prema 10.10.2.(5) propisuju da u traci u polju, donja zona na mestu ukrštanja sa oslonačkom trakom iz suprotnog pravca, ne sme biti manja od polovine armature u sredini raspona trake u polju:

→ u sredini raspona za traku u polju je usvojeno Ø10/20 (3.95 cm²/m), što znači da armatura donje zone na mestu ukrštanja mora biti minimum Ø8/20 (2.50 cm²/m), ali zbog uslova minimalne armature, usvaja se Ø10/20 (3.95 cm²/m) u celoj traci u polju.

Na kraju je izvršena sinteza usvojenih armatura u skladu sa EC2 i EC8 za karakterističan središnji oslonac, kao i za karakteristično srednje polje (slika 3).



Slika 3: Usvojenia armatura u skladu za karakterističan središnji oslonac (levo) i za karakteristično srednje polje (desno) [4]

4.2.3. Integritetna armatura

Prilikom proračuna ploče direktno oslonjene na stubove, potrebno je posvetiti pažnju armaturi za očuvanje konstrukcijskog integriteta, tj. armaturi u donjoj zoni iznad oslonaca. Obzirom da je moguća i pojava pozitivnih momenata na mestima oslonaca, usled dejstva zemljotresa koje ima reverzibilnu prirodu.

U novom nacrtu Evrokoda 8 [3], definišu se uslovi koje ova armatura mora da zadovolji, a to su:

- moraju postojati minimum 4 kontinualne šipke preko širine oslonca, prečnika ne većeg od $0.12d_v$, sa dužinom sidrenja ne manjom od d_v+l_b od ivice oslonca

$\rightarrow$ max.$\emptyset = 0{,}12 * 19 = 22.8\ mm \rightarrow$ max.$\emptyset 22$

- otpornost na smicanje, koju obezbeđuje armatura u donjoj zoni iznad oslonaca mora biti veća od proračunske smičuće sile za seizmičku proračunsku situaciju

$$V_{Rd,int} = \sum A_{s,int} * f_{yd} * k * \sin\alpha_{ult} \leq \frac{0.5 * \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} d_v * b_{int} > V_{ed}$$

$$b_{int} = \sum (s_{int} + \frac{\pi}{2} * d_v)$$

Gde su:

$A_{s,int}$ - zbir poprečnih preseka svih šipki armature koje prelaze ivicu stuba, (ista šipka se može računati dvaput ako prolazi kroz stub i potpuno je ankerisana sa obe strane, izvan ivica stuba),

k - koeficijent koji predstavlja odnos čvrstoće pri zatezanju i granice razvlačenja čelika za armiranje,vrednosti su date u tabeli 3,

Tabela 3: Klase duktilnosti armaturnog čelika - prevedeno iz [2]

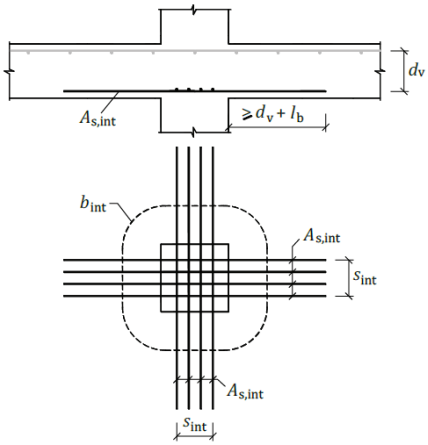
Vrednsoti dijagrama napon-dilatacija	Klase duktilnosti armaturnog čelika		
	A	B	C
Karakteristična vrednsot $k = (f_t/f_y)_k$	1.05	1.08	1.15 do 1.35
Karakt. dilatacija pri max sili ε_{uk}	2.5 %	5.0 %	7.5 %

α_{ult} – ugao između donje armature nad osloncem i ravni ploče pri lomu (za čelik klase B, $\alpha_{ult} = 20°$).

U konkretnom primeru sila je $V_{ed,max} = 535\ kN$. Kako bi prethodno pomenuti uslov bio zadovoljen, potrebno je usvojiti 4Ø20.

$\rightarrow V_{Rd,int} = 807\ kN > V_{ed,max} = 535\ kN$ (sa 4Ø16 uslov ne bi bio zadovoljen)

Armatura donje zone prikazana je na slici 4.



Slika 4: Dispozicija armature za integritet [3]

5. KONTROLA PROBOJA

Kontrola proboja ploče direktno oslonjene na stubove predstavlja jedan od ključnih kriterijuma prilikom projektovanja istih. Kontrola se sprovodi kao i u važećem standardu za granično stanje nosivosti, s tim da novi Evrokod 8 propisuje posebna pravila prilikom proračuna proboja za seizmičku proračunsku situaciju.

Značajna promena u odnosu na trenutno važeći Evrokod jeste da je kontrolni obim umesto na 2d, sada na $0.5d_v$. Takođe, u slučaju velikih oslonaca, potrebno je redukovati kontrolni obim (dužina ravnog segmenta kontrolnog obima ne sme da prelazi $3d_v$), kako bi se uzeo u obzir efekat koncentracije sile smicanja na uglovima velikih oslonaca, što je slučaj u konkretnom primeru.

Kako bočna stabilnost predmetne konstrukcije zavisi od ramovskog dejstva između ploče i stuba, nije dozvoljeno koristiti približne vrednosti za koeficijent β_e , već je potrebno izračunati ga tačnim postupkom.

$$\beta_e = 1 + 1.1 * \frac{e_b}{b_b} = 1.40$$

$$e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2} = 30.77\ cm$$

$$b_b = \sqrt{b_{b,min} * b_{b,max}} = 76\ cm$$

b_b – min./max. dužina kontrolnog obim

Nacrt Evrokoda 8 [2], u okviru ploče direktno oslonjene na stubove, daje posebne smernice proboja za ploče direktno oslonjene na stubove u seizmičkoj proračunskoj situaciji. Prilikom proračuna koeficijenta β_e, za razliku od EC2 [5] gde u ekscentricitetu figuriše proračunska vrednosti momenta, Evrokod 8 [3] nalaže da se ekscentricitet računa sa momentom nosivosti preseka:

$$e_{b,x} = \frac{M_{Rd,x}}{V_{ed}}, e_{b,y} = \frac{M_{Rd,y}}{V_{ed}}$$

Za momenat nosivosti se uzima minimalna vrednost u odnosu na zbir momenta nosivosti stuba u presecima iznad i ispod spoja sa pločom i 80% sume momenata nosivosti gornje i donje zone ploče na mestu stuba.

Posebna pravila koja se tiču ploče direktno oslonjene na stubove, obuhvaćene novim Evrokodom 8:

- koso povijene šipke nisu dozvoljene da se koriste kao armatura za osiguranje od proboja
- prvi red osiguranja mora biti na razmaku od ivice stuba manjem od $0.25d_v$
- rastojanje armature za proboj ne sme biti veće od $0.5d_v$
- obezbeđenje mora biti na minimalnoj dužini od $4d_v$od ivice stuba

6. ZAKLJUČAK

Dve ključne novine u okviru nacrta Evrokoda 8 [2,3], a koje su važne sa aspekta projektovanja ploča direktno oslonjenih na stubove, jesu proboj i proračun armature u donjoj zoni nad osloncem, koja je važna za održavanje integriteta konstrukcije prilikom dejstva zemljotresa. Trenutno važeći Evrokod 8 [1] nije obrađivao ove teme, pa se rešavanje problema ploče direktno oslonjene na stubove u seizmici nalazilo u deklarisanju stubova kao sekundarnih elemenata, ukoliko je to moguće.

Ovakav pristup povlači to da nije potrebno računati koeficijent β tačnim postupkom, čime se može doći do veće greške (β = 1.15, preporučena vrednost za unutrašnji stub, a β = 1.95, tačan postupak, prema novom nacrtu Evrokoda 8).Takođe, trenutno važeći Evrokod definiše da je potrebno usvojiti najmanje dve šipke u oba pravca, u donjoj zoni iznad stuba, ali isključivo kao konstruktivni detalj, bez proračuna armature na osnovu uticaja. Ovakvim pristupom se takođe može doći do greške, s obzirom da iz priloženog rada vidimo da su proračunom prema nacrtu novog Evrokoda 8 dobijene 4Ø20 u donjoj zoni iznad stuba, u oba ortogonalna pravca.

Ukoliko nije moguće definisati stubove kao sekundarne, kao što bi bio slučaj u ovakvoj konstrukciji, suštinski ne bismo mogli da svrstamo konstrukciju ni u jedan tip konstruktivnog sistema prema EC8 i jedno rešenje bi bilo dodavanje zidova, koji bi prihvatili glavnu ulogu, a drugi način bi bio da projektujemo konstrukciju za nisku klasu duktilnosti, ukoliko nismo u visokoj seizmičkoj zoni.

Dakle, po novoj generaciji Evrokoda adekvatnije rešenje je usvojiti ploču direktno oslonjenu na stubove kao primaran seizmički element uz zadovoljenje svih potrebnih uslova koje propisuje novi nacrt Evrokoda 8.

Svakako treba se osvrnuti i na to da postoje uslovi pod kojim se ploča direktno oslonjena na stubove može koristiti kao primaran element, a tiču se ograničenja za primenu ovog sistema za DC2 klasu u odnosu na nivo seizmičnosti, kao i maksimalne vrednosti faktora ponašanja q = 2, čime se može zaključiti da ovaj sistem nema visok kapacitet duktilnog ponašanja.

REFERENCE

[1] SRPS EN 1998-1:2015, Evrokod 8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, 2015.

[2] draft prEN_1998-1-1_2021_ENQ – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules and seismic action

[3] draft prEN1998-1-2_version_10-07-202-Design ofstructures for earthquake resistance – Part 1-2: Buildings

[4] Jana Pudar. Ploče direktno oslonjene na stubove kao primarni seizmički element prema novoj seriji Evrokodova. Građevinski Fakultet Univerziteta u Beogradu, Master rad, 2025.

[5] draft prEN 1992-1-1 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules-Rules for buildings, bridges, and civil engineering structures.

S-4
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026063M

Marko Marinković[1], Christoph Butenweg[2]

DESIGN AND CONSTRUCTION OF RC BUILDINGS WITH MASONRY INFILLS: PROCEDURE AND STEPS DEFINED IN THE FIRST AND SECOND GENERATION OF EUROCODE 8

Summary: Paper shows the design and construction procedure for reinforced concrete (RC) structures with masonry infill in accordance with the requirements of the first and second generation of Eurocode 8. The special focus is on understanding the interaction between RC system and the infill, the influence of the infill on the change in stiffness and therefore the fundamental period of the structure, as well as on the differences in approach between the two generations of regulations. The paper systematizes the key design steps: defining the model, considering the effects of the infill on the stiffness, load-bearing capacity, and ductility of the structure, as well as constructive measures for the infill isolation and much simpler design and execution. Results indicate the importance of modern solutions for improving the seismic resistance of buildings.

Keywords: RC structures, masonry infills, seismic resistance, decoupled infill, earthquakes

PROJEKTOVANJE I IZVOĐENJE AB KONSTRUKCIJA SA ZIDANOM ISPUNOM: POSTUPAK I KORACI DEFINISANI U PRVOJ I DRUGOJ GENERACIJI EVROKODA 8

Rezime: Rad prikazuje postupak projektovanja i izvođenja armiranobetonskih (AB) konstrukcija sa zidanom ispunom u skladu sa zahtevima prve i druge generacije Evrokoda 8. Poseban fokus je na razumevanju interakcije između nosećeg AB sistema i ispune, uticaja ispune na promenu krutosti a samim tim i perioda oscilovanja konstrukcije, kao i na razlikama u pristupu između dve generacije propisa. U radu su sistematizovani ključni koraci proračuna: definisanje modela, uzimanje efekata ispune na krutost, nosivost i duktilnost konstrukcije, kao i konstruktivne mere koje omogućavaju izolaciju ispune i njeno daleko jednostavnije projektovanje i izvođenje. Rezultati ukazuju na značaj savremenih rešenja za unapređenje seizmičke otpornosti objekata.

Ključne reči: AB konstrukcije, zidana ispuna, seizmička nosivost, izolacija ispune, zemljotresi

[1] Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd, Srbija, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs
[2] CWE-RWTH Aachen University, Aahen, Nemačka

1. UVOD

Zidana ispuna se izvodi nakon armiranobetonskih (AB) elemenata i u projektnoj dokumentaciji se najčešće svrstava u nekonstrukcijske elemente. Međutim, kada je zid malterom neposredno vezan/oslonjen na stubove i grede, on se aktivira čim se AB konstrukcija deformiše. Posledice zemljotresa u Lakvili (Italija, 2009) i Albaniji (2019) pokazale su dijagonalne prsline, drobljenje uglova, odvajanje i rušenje panela ispune van ravni [1,2]. Uticaj nije ograničen samo na zid: formiranje pritisnute dijagonale menja period i torzioni odgovor zgrade i može znatno povećati smičuće sile u susednim stubovima.

Zbog toga je interakciji okvira i ispune posvećen veliki broj eksperimentalnih i analitičkih istraživanja [3-5]. Modeli sa ekvivalentnim dijagonalama pogodni su za inženjerski proračun, ali njihov odgovor zavisi od čvrstoće ziđa, otvora, kvaliteta izvođenja, kontakta sa okvirom i nivoa oštećenja. Podstaknuti tim problemima, razvijeni su deformabilni i izolovani spojevi (veze ispune i okvira) koji ove neizvesnosti eliminišu [6,7], a eksperimentalna ispitivanja u punoj razmeri pokazala su da je istovremeno dejstvo u ravni i van ravni zida odlučujuće za zidove ispune [8,9].

Prva generacija Evrokoda 8, EN 1998-1:2004 [10], prepoznaje navedene negativne efekte kao i nepovoljne posledice neravnomernog rasporeda ispune i propisuje lokalne mere za AB elemente (povećanje dimenzije stubova i armature usled sila smicanja), ali ne daje celovit postupak proračuna zidova ispune. Završni nacrt druge generacije, FprEN 1998-1-2:2025 [11], uvodi jasnu podelu na AB konstrukcije sa razdvojenom/izolovanom ispunom i onom koja ima interakciju sa AB konstrukcijom (nerazdvojena ispuna). Ta podela menja i proračunski model i obim projektantskog rada. Razlika je prikazana u ovom radu, kroz dva numerička primera: tradicionalni (nerazdvojeni) zid ispune modeliran ekvivalentnom dijagonalom i INODIS-izolovani zid proveren prema globalnom modela AB konstrukcije, bez modeliranja ispune. U Tabeli 1 su data pravila vezana za analizu konstrukcija sa zidanom ispunom, definisana u prvoj i drugoj generaciji Evrokoda 8.

Tabela 1: Najvažnije razlike u tretmanu zidane ispune.

Pitanje	EN 1998-1:2004	FprEN 1998-1-2:2025
Uloga ispune	Uzimaju se u obzir nepravilnosti i lokalni nepovoljni efekti.	Ispuna se razvrstava neizolovanu i izolovanu.
Globalna analiza	Model ispune nije potpuno sistematizovan.	Kvantitativna provera simetrije i pravilnog rasporeda ispune u osnovi i po visini; model sa dijagonalama kada je potreban (neizolovana ispuna).
Otvori i nosivost zida	Najčešće se oslanja na inženjerske modele i literaturu.	Propisani faktor redukcije nosivosti i krutosti zbog otvora. Data formula za određivanje nosivosti i krutosti ispune.
Proračun stubova	Uzimaju se lokalno smicanje i efekat kratkog stuba.	Definisani kontaktna dužina, dodatno smicanje i kritične oblasti.
Izolovana ispuna	Nema posebnog celovitog postupka.	Dozvoljen model bez modeliranja ispune nakon definisanja dimenzije šlica (razdvajanja ispune od AB stubova).

2. KRUTO VEZANA (NEIZOLOVANA) ISPUNA: POSTUPAK PRORAČUNA

2.1. ODREĐIVANJE SEIZMIČKE SILE

Bitna promena druge generacije Evrokoda 8 jeste način određivanja faktora ponašanja, koji se sada sastoji od tri člana. Ovo važi za sve tipove konstrukcija, ali ono šta je ključna razlika vezana za temu zidane ispune jeste da je sada Evrokod prepoznao smanjenje duktilnosti u ponašanju konstrukcija sa kruto vezanom zidanom ispunom i skladu sa tim je faktor ponašanja skoro 2 puta manji u odnosu na konstrukcije sa izolovanom zidanom ispunom. Ovo znači da ćemo naše AB konstrukcije, u slučaju da izaberemo da ih izvedemo sa kruto vezanom zidanom ispunom, projektovati na skoro 2 puta veću seizmičku silu i to samo zbog jednog „nekonstrukcijskog“ elementa: zidane ispune. Za rezultat ćemo imati značajno skuplju konstrukciju.

2.2. PROVERA RAVNOMERNOG RASPOREDA ISPUNE

Postupak počinje proverom rasporeda ispune po visini, i ukoliko je površina zidova ispune na jednom spratu veća ili manja za 30% u odnosu na susedni sprat, seizmičko dejstvo na konstrukciju treba uvećati faktorom K_{IR}, koji je dat formulom:

$$K_{IR} = (1 + \Delta V_{RW} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \qquad (1)$$

Gde je ΔV_{RW} razlika između nosivosti sprata iznad i ispod sprata i koji sadrže najveću razliku zidova ispune i nosivosti sprata i koji se razmatra, nosivost sprata koji predstavlja sumu nosivosti na smicanje svih zidova ispune tog sprata, a ΣV_{Ed} je suma sračunog seizmičkog dejstva u svim vertikalnim primarnih seizmičkim elementima i q je faktor ponašanja.

Zatim se provera simetričnost rasporeda zidane ispune u osnovi, od čega zavisi da li se zidana ispuna mora modelirati ili se može koristiti samo model AB konstrukcije. Za svaku etažu određuje se ponderisana dužina zidova u odnosu na centar krutosti modela bez ispune, izražena pokazateljem R_{sym} datim u Formuli (2). Ako su vrednosti u oba pravca manje od 0,20, mogu se koristiti modeli bez ispune (samo AB konstrukcija). Ali u praksi će ovo skoro nikada neće biti slučaj. Za vrednosti od 0,20 do 0,40, uticaji dejstava na konstrukciju i relativna međuspratna pomeranja tog modela množe se sa 1,30. Kada je makar jedna vrednost veća od 0,40, interakcija okvira i ispune mora se eksplicitno modelirati ekvivalentnim prostim štapovima [11].

$$R_{sym,x} = ABS(\Sigma l_{infill,left,x,i} * d_i^2 - \Sigma l_{infill,right,x,i} * d_i^2) / (\Sigma l_{infill,left,x,i} * d_i^2 + \Sigma l_{infill,right,x,i} * d_i^2) \qquad (2)$$

Gde je $l_{infill,left,x,i}$ je dužina ispuna paralelne osi X koja se nalazi levo o dose X, gde je osa X osa u pravcu X koji prolazi kroz centar krutosti prazne AB konstrukcije, $l_{infill,right,x,i}$ je dužina ispune paralelna osi X desno od ose X, d_i je rastojanje od ispune do ose X.

Kod svih analiziranih zgrada potrebno je ispunu modelirati su prostim štapovima (Tabela 2). Zgrada P+5 deluje pravilno u X pravcu (R_{sym}=0,12), ali vrednost 0,80 u Y pravcu znači da izostavljanje tradicionalne ispune iz modela nije dozvoljeno. Propis definiše da vizuelna ocena pravilnosti osnove nije dovoljna, već se mora koristiti Formula (1).

Tabela 2: Pokazatelji simetrije analiziranih zgrada.

Zgrada	$R_{sym,x}$	$R_{sym,y}$	Potreban globalni model
P+3	0,35	0,99	Sa dijagonalama za ispunu
P+4	0,79	0,78	Sa dijagonalama za ispunu
P+5	0,12	0,80	Sa dijagonalama za ispunu
P+6	0,42	0,22	Sa dijagonalama za ispunu

2.3. EKVIVALENTNA DIJAGONALA I KARAKTERISTIKE ZIDOVA ISPUNE

U linearno-elastičnom modelu zidovi ispune se zamenjuju prostim štapom po dijagonali zida ispune, kome se dodeljuju karakteristike debljine zida t_{ap} i efektivne širine w_s dok se modul elastičnosti određuje iz izraza za krutost prostog štapa koristeći datu formulu za određivanje aksijalne krutosti štapa ispune. Aksijalna krutost dobija se iz sekantne krutosti panela za stanje ograničenih oštećenja. Korišćeni su sledeći izrazi [11,12]:

$$K_{ap} = \omega_{rm} * \gamma_M * V_{ap,Rd} /(\theta_{ap,DL} * h_s),\ K_{ap,strut} = K_{ap}/cos^2\alpha \quad (3)$$

Gde su $\theta_{ap,DL} * h_s$ relativno međuspratno pomeranja zida ispune pri DL (dato u Tabeli 7.1 Evrokoda 8 [11]), ω_{rm} faktor nasumičnosti materijala ispune koji je definisan kao odnos srednje vrednosti nosivosti na smicanje f_{vm0} i karakteristične početne nosivosti na smicanje f_{vk0}; ω_{rm} treba uzeti jednak 1,3.

$$V_{ap,Rd} = \rho_{op}/\gamma_M * \{t_{ap} * f_{vk0} * [l_{ap} + (\mu_f * l_s * sin\alpha) /(1 - \mu_f * h_{ap}/l_{ap})]\} \quad (4)$$

$$l_s = \sqrt{(l_{ap}^2 + h_{ap}^2)},\ \alpha = atan(h_{ap}/l_{ap}),\ w_s = 0,25\ l_s \quad (5)$$

$$\rho_{op} = a \cdot exp(b * \alpha_a) + c \cdot exp(d * \alpha_1) \quad (6)$$

Gde su $V_{ap,Rd}$ projektna nosivost na smicanje zida ispune, γ_M parcijalni koeficijent sigurnosti za SD, t_{ap} debljina zida ispune, l_{ap} dužina zida ispune, α_a odnos površine otvora i zida, α_1 odnos širine otvora i zida, μ_f=0,40, ω_{rm}=1,30, dok je γ_M parcijalni koeficijent za zidariju. Koeficijenti a, b, c i d zavise od kategorije obezbeđenja otvora i datu su u Tabeli 7.2 Evrokoda 8 [11].

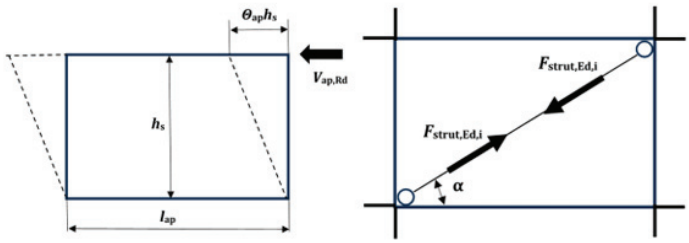
2.4. PRORAČUN ZIDOVA ISPUNE

Nakon definisanja modela prikazanim u prethodnim tačkama, potrebno je proveriti nosivost zidova ispune i relativno međuspratno pomeranje konstrukcije (Slika 1). Za svaki zid ispune (prost štap) potrebno je proveriti aksijalnu silu i ona treba da ispuni sledeći uslov:

$$F_{strut,Ed,i} \leq F_{strut,Rd,i} \quad (7)$$

Gde je:

$$F_{strut,Rd,i} \leq V_{ap,Rd,i} /cos\ \alpha \quad (8)$$



Slika 1: a) provera relativnog međuspratnog pomeranja, b) provera aksijalne sile u zidovima ispune.

U primerima iz prakse, ovo se pokazalo kao uslov koji se teško ispunjava i za koji je potrebno puno vremena, jer se proračun sprovodi u iteracijama (kada uslov nije zadovoljen, potrebno je povećati dimenzije AB stubova ili dodati AB platno, kako bi se smanjile sile u zidovima ispune).

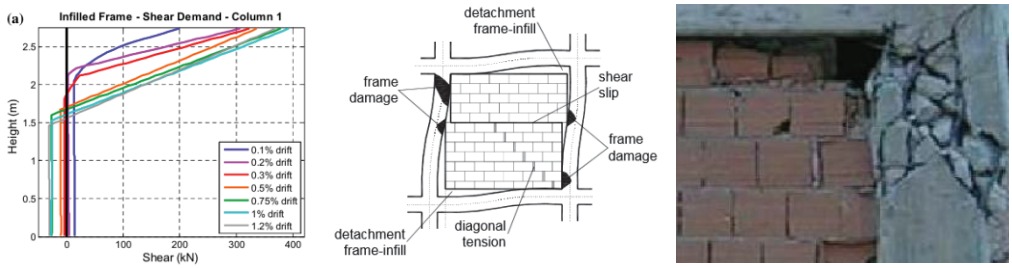
Nova generacija Evrokoda 8 sada jasno definiše granice relativnih međuspratnih pomeranja, koje se sada kontrolišu na usvojenom modelu iz tačke 3.1 i to za seizmičko dejstvo koje odgovara povratnom periodu od 475 godina (odnosno za granično stanje značajnih oštećenje – SD). Ovo je bitna razlika u odnosu na prvu generaciju Evrokoda 8, u kome je provera tražena za stanje ograničenih oštećenja – DL. Granice relativnih međuspratnih pomeranja su date u Tabeli 7.1 Evrokoda 8 [11], koji zahteva da se te vrednosti umanje faktorom 0,8 zbog uticaja djestva uzemljotresa u oba pravca. Propis zahteva dodatno umanjenje za 20% za zidove sa otvorima (prozori i vrata). Ako uzmemo uobičajene tipove elemenata za zidanje dobije se granica

relativnog međuspratnog pomeranja od 0,5% (za granično stanje SD), što je značajno manje od 1,5-2,0% ograničenja definisanih za AB konstrukcije. Ovo znači da ukoliko se projektanti odluče za AB konstrukcije sa kruto vezanom zidanom ispunom, uslovi relativnog međuspratnog pomeranja će biti daleko stroži i oni će moći da se zadovolje samo dodavanjem većeg broja AB zidova u konstrukciju.

Proračun zidova ispune na dejstvo upravno na ravan zida (nosivost van ravni) definisano je formulom datom u Evrokodu 6, koja je ista kao i u prvoj generaciji Evrokoda 6. Novina u novoj generacija Evrokoda 8 jeste, zahtev da se ta nosivost umanji za 50% zbog istovremenog dejstva u ravni i van ravni zida.

2.5. DODATNA SILA SMICANJA NA AB STUBOVE

Usled interakcije zidova ispune i njima susednih stubova, javlja se dodatna sila smicanja koju stubovi treba da prihvate, pored presečne sile koja se dobija iz numeričkog modela (Slika 2). I prva i druga generacija Evrokoda 8 jasno definišu da stubovi ne smeju doživeti krti lom po smicanju već duktilni lom formiranjem plastičnih zglobova. U skladu sa tim, AB stubove treba dimenzionisati na veću od dve smičuće sile: prva odgovara sili nosivosti zidane ispune, a druga sili smicanja koja se dobija kao krak sila od momenta koji odgovara formiranju plastičnih zglobova u stubovima.



a) b) c)

Slika 2: a) Dijagram smičuče sile u stubu [13], b) skica oštećenja AB stubova [14] i c) oštečenje AB stuba [15] usled interakcije sa zidom ispune

Tabela 3: Projektantski tok za izolovanu ispunu.

Faza proračuna	Potrebna provera	Ponovna globalna analiza?
AB zgrada	Model bez modeliranja ispune, sa gravitacionim opterećenjem zida	Nema iteracija dijagonala
Provera u ravni	Proračunski drift (relativno međuspratno pomeranje) → deformacija gume i kontaktna sila	Ne
Provera van ravni	Inercijalna sila na zid ispune, veza i lučno dejstvo zida	Ne
Arhitektonska izmena	Proveriti merodavne zidove	Izmena u rasporedu i dimenziji zidova ispune ne menja krutosti AB sistema

3. IZOLOVANA ISPUNA: POSTUPAK PRORAČUNA

U slučaju kada se projektanti odluče na upotrebu izolovane ispune, nije potrebno sprovesti ništa od navedenih koraka prikazanih u Poglavlju 2. Proračunski model podrazumeva samo AB elemente konstrukcije. Zidana ispuna se ne modelira, već se uzima u obzir samo njena masa kao linijsko opterećenje (Tabela 3). Ovo dovodi do daleko bržeg i lakšeg proračuna, čak i u

slučajevima izmena položaja i dimenzija zidova ispune u toku eksploatacije. Dodatno, faktor ponašanja je skoro 2 puta manji, tako da će i seizmička sila na koju proračunavamo konstrukciju biti manje.

3.1. KRITERIJUM PRIHVATANJA DEJSTVA U RAVNI ZIDA

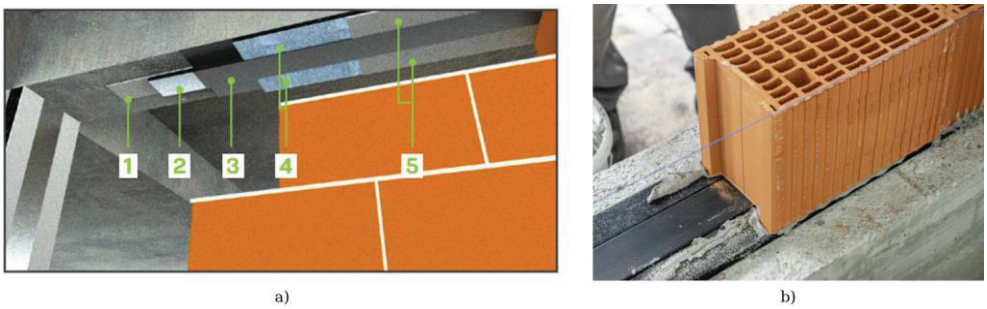
Jedini uslov koji treba da se ispuni jeste da je dimenzija šlica (razmaka) između zida ispune i AB stubova dovoljna da omogući zanemarljivu aktivaciju sile u zidu ispune. Nova generacija Evrokoda 8 je to jednostavno deifinisala uslovom da smičuća sila preneta preko vertikalnog kontakta ostane ispod 30% proračunske nosivosti zida ispune u ravni [11]:

$$V_{c,ap} \leq 0.30 * V_{ap,Rd},\ V_{c,ap} = \sigma_{sj,D} * t_{ap} * l_{cs},\ l_{cs} \approx 0.25 * l_{ap}/cos\alpha \quad (9)$$

Relativno međuspratno pomeranje se podeli sa pretpostavljenom širinom šlica, čime se dobija deformacija materijala koji se nalazi između zida ispune i stuba. Zatim se proračunski napon $\sigma_{sj,D}$ očitava sa dijagrama napon-deformacija navedenog materijala. Raspodela napona se uzima kao trougaona, tako da očitani napon ulazi u Formulu (9) sa 50% vrednosti. Dodatno, ukoliko je omogućeno klizanje na vrhu i dnu zida, relativno međuspratno pomeranje se raspodeljuje na obe strane zida i samim tim se proračunska vrednost relativnog međuspratnog pomeranja uzima sa 50% vrednosti. Proračunski postupak je nezavisan od materijala u inženjerskom smislu: isti redosled provera primenjuje se na punu opeku, vertikalno šuplje glinene blokove, autoklavirani gas-beton, silikatne i lakoagregatne betonske blokove.

3.2. PRORAČUN VAN RAVNI ZIDA

Izolovana ispuna treba da zadovolji dva uslova za dejstvo upravno na ravan zida. Prvi je nosivost zida van ravni, koja se određuje na isti način kao i kruto vezana ispuna. S tim što u slučaju izolovane ispune ne postoji uticaj interakcije dejstva u ravni i van ravni zida, tako da nije potrebno umanjivati nosivost za 50% (kao što je to slučaj sa kruto vezanom ispunom). Drugi uslov koji ispuna treba da ispuni jeste da njena veza sa okolnim AB elementima prihvati silu smicanja, koja se dobija kada se sila van ravni podeli po obimu zida.



Slika 3: INODIS: a) delovi INODIS veze (1: malter, 2: srednja traka, 3: klizne površi, 4: spoljne trake, 5: malter) i b) ugradnja gumenih traka.

4. IZOLOVANA ISPUNA SA INODIS VEZOM

INODIS veza (Slika 3) je rešenje za izvođenje zidane ispune tako da se ona može kategorisati kao izolovana ispuna. Suština je da INODIS kontroliše granične uslove umesto da pokušava da predvidi progresivno pucanje svakog panela. Na taj način zidovi ispune su pravi nekonstrukcijski elementi i ne utiču na proračun konstrukcije. INODIS se sastoji od tri gumene trake koje se postavljaju po obimu zida, između zida ispune i AB elemenata. Na taj način se u isto vreme izoluje zidana ispuna, ali i drži da ne ispadne van ravni. Trake od recikliranog elastomera lepe se tankoslojnim malterom za okvir i zid. Mekši vertikalni slojevi prihvataju relativno međuspratno

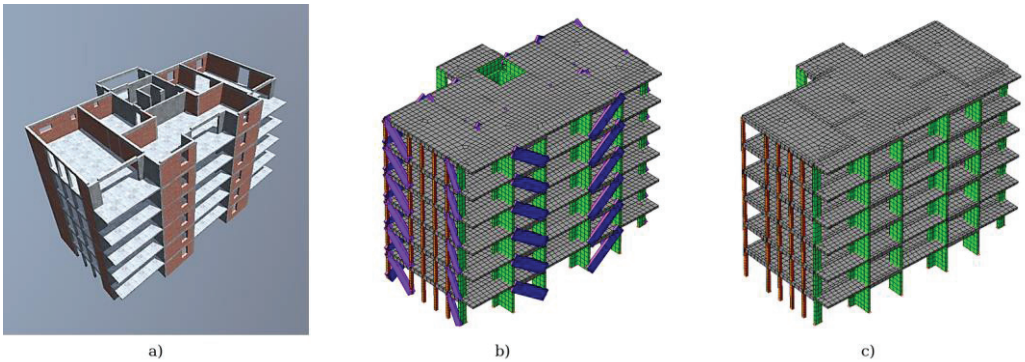
pomeranje. Tanji i krući horizontalni spojevi obezbeđuju stabilan oslonac van ravni, i u isto vreme omogućavaju relativno pomeranje grede i zida. Sam postupak zidanja ostaje uobičajen, a detalj se ne oslanja na čelične ankere koji mogu otkazati pri cikličnim deformacijama u ravni [8,9]. Klizne površi na vrhu i dnu aktiviraju obe strane veze i smanjuju efektivni zahtev deformacije u vertikalnim trakama.

Ispitivanja veze obuhvatila su sve četiri osnovne grupe zidnih elemenata navedenih u Evrokodu i različite vrste maltera [8,9]. Veza je, dakle, primenjiva na praktično sve zidne elemente, nezavisno od njihove dimenzije. Ostali detalji i pojedinosti dati su u literaturi [8,9,17].

5. PRORAČUNSKI PRIMER

Analizirane su četiri zgrade sa četiri do sedam etaža (P+3 do P+6). Konstrukcije su od betona C30/37 i armature B500, sa pločama debljine 20 cm, gredama 25×40 cm i početnim dimenzijama stubova 25×25 cm. Zidana ispuna debljine je 25 cm i izvodi se blokom Porotherm 25, sa f_b=10 MPa, f_k=4,52 MPa i f_{vk0}=0,30 MPa [8,9,16]. Dodatno stalno opterećenje iznosi 2,5 kN/m², a korisno 3,0 kN/m². Usvojeno je tlo C i ubrzanje tla od 0,10 g do 0,40 g. Masa svake ispune uključena je u sve seizmičke modele; kod izolovane ispune izostavlja se njeno modeliranje i numerički model je samo AB konstrukcija.

Kao reprezentativni primer izabrana je zgrada od šest etaža (P+5). Modeli korišćeni u analizi su prikazani na Slici 4 i Tabeli 4. Model 1 predstavlja tradicionalno rešenje (kruto vezana ispuna): svaki zid ispune zamenjen je ekvivalentnim prostim štapom po dijagonali. Model 2 predstavlja AB konstrukciju sa ispunom koja je izolovana INODIS vezom. U ovom slučaju, relativno međuspratno pomeranje (drift) dobijeno je iz modela bez modeliranja ispune i bez uzimanja u obzir krutosti ispune, jer ona ne učestvuje u prijemu sila i ne menja krutost konstrukcije a samim tim ni dinamičke karakteristike (periode oscilovanja).



Slika 4: Zgrada P+5: a) render, b) model sa kruto vezanom (neizolovanom) ispunom i dijagonalama i c) model sa izolovanom ispunom ispunom.

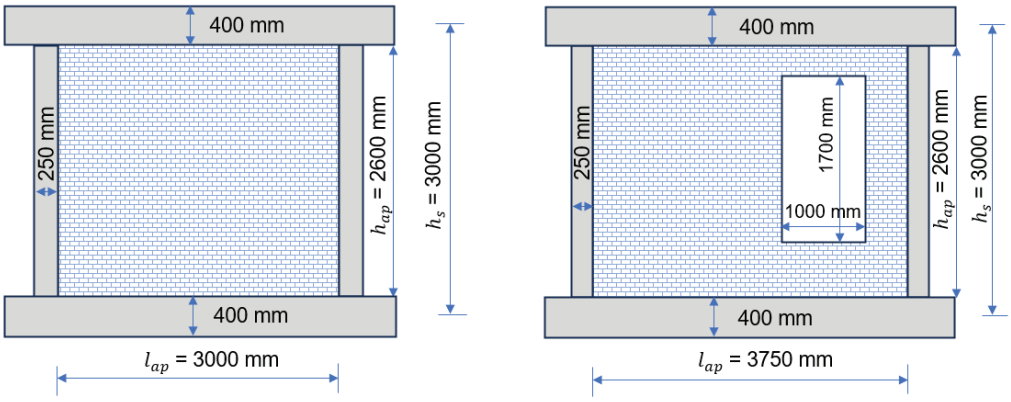
Tabela 4: Modeli korišćeni u uporednoj analizi.

Model	AB sistem	Modeliranje ispune	Namena
1	Okviri + AB zidovi, uvećanih dimenzija po potrebi	Ekvivalentne dijagonale (pritisnuti štapovi)	Tradicionalna neizolovana (kruto vezana) ispuna
2	Okviri + početno usvojeni AB elementi	Bez dijagonala	Optimizovani raspored sa INODIS-om

Zbog ograničenje dužine rada, ovde je detaljno prikazan samo proračun zidane ispune sa INODIS vezom, dok je dat kratak opis poteškoća projektantskih koraka u slučaju AB konstrukcije sa kruto vezanom zidanom ispunom. Prva poteškoća koja se mora istaći jeste da je sada proračun

AB konstrukcije sa kruto vezanom ispunom iterativan. Potrebno je nakon prve analize uporediti nosivost aksijalne sile u štapovima ispune. Ukoliko su one veće od nosivosti ispune, što često jeste slučaj, potrebno je ili zidove ispune zameniti AB zidovima ili povećavati dimenzije AB stubova. I tako sve dok se ne zadovolji uslov nosivosti zidane ispune. Ovo je jako zamoran korak, jer često samo povećanje dimenzije stubova ili dodavanje novog AB platna ne rešava problem, već treba pronaći adekvatnu poziciju za AB platno/a i dimenzije AB stubova. Nakon toga, treba proveriti da su relativna međuspratna pomeranja manja od 0,5% i ukoliko nisu ponavljati isti postupak kao kod verifikacije sile u štapovima zidova ispune. Kada je usvojena konačna dispozicija AB elemenata i zidova ispune, pristupa se verifikaciji nosivosti na smicanje svih AB stubova koji su u kontaktu sa zidovima ispune. Ovo će uvek dovesti do povećanja količine armature u stubovima ili njihove dimenzije. Sve ovo, uključujući dva puta manji faktor ponašanja (za slučaj kruto vezane zidane ispune) na kraju kao rezultat daje neekonomične konstrukcije. Ovo će biti prikazano nakon opisa postupka proračuna AB konstrukcije sa INODIS vezom.

Proračun zidane ispune sa INODIS vezon prikazan je na dva reprezentativna zida sa Slike 5: puni panel dužine l_{ap}=3,00 m i panel dužine l_{ap}=3,75 m sa prozorom 1,00×1,70 m. Oba zida imaju h_{ap}=2,60 m, t_{ap}=0,25 m i gustinu 780 kg/m³. Proračun zgrade daje relativno međuspratno pomeranje 1,5%, odnosno 45 mm na etaži visine 3,0 m. Uzimajući u obzir dimenzije grede, pomeranje na vrhu zida iznosi 42 mm. Pošto su klizne površine izvedene na vrhu i na dnu zida, svakoj vertikalnoj vezi pripada polovina pomeranja, odnosno 21 mm. Vertikalne gumene trake INODIS veze, ukoliko se usvoje da su debljine 50 mm, dostižu $\varepsilon_{r,SD}$=21/50=0,42. Kada se napon očita sa dijagrama materijala on iznosi 0,17 N/mm². S obzirom da je raspodela napona linearna (trougaona) po kontaktnoj dužini, napon se uzima sa duplo manjom vrednošću i nakon toga su dobijene sile prikazane u Tabeli 5.



Slika 5: Okviri korišćeni u proračunu INODIS veze: a) puni zid i b) zid sa prozorom.

Karakteristične nosivosti INODIS veze sa malterom dobijene su ispitivanjem komponenti sa više kombinacija zidnih elemenata i maltera: 58,3 kN/m za vezu uz gredu i 11,5 kN/m za vezu uz stub. Zatim su u ispitivanjima u punoj razmeri istovremeno zadavani drift okvira u ravni i ravnomeran pritisak van ravni [9]. Tradicionalne ispune dostizale su najveći doprinos pri driftu oko 0,8-1,0% i bile teško oštećene; Ispune sa INODIS vezom ostajali su gotovo neaktivni do drifta većeg od 2%. U reprezentativnom poređenju izolovani puni zid preneo je samo 35,8 kN pri driftu 1,4%, dok je tradicionalni zid već pri 0,64% dostigao 195 kN i srušio se pri 1,4% [8,9]. Pored toga, sprovedena su i ispitivanja na seizmičkoj platformi gde su dostignuta relatvna međuspratna pomeranja 2,21% u jednom pravcu i 3,27% u drugom pravcu bez ikakvog oštećenja ispune [17]. Više detalja se može naći u [17].

Tabela 5: Postupna provera nosivosti zida ispune.

Verifikacija nosivosti u ravni	
Verifikacija punog zida ispune (Slika 5a)	**Verifikacija zida ispune sa otvorom (Slika 5b)**
$V_{c,ap} = 27.58\ \text{kN} < 0.3\ V_{ap,Rd} = 68.88\ \text{kN}$ sa: $\varepsilon_{r,SD} = 0.42 \Rightarrow \sigma_{s,D} = 0.17 \frac{N}{mm^2}$ $d_{r,SD} = 21\ mm, \rho_{op} = 1.0$ $\gamma_M = 1.5, \gamma_{r,SD} = 1.0$	$V_{c,ap} = 29.15\ \text{kN} < 0.3\ V_{ap,Rd} = 76.57\ \text{kN}$ sa: $\varepsilon_{r,SD} = 0.42 \Rightarrow \sigma_{s,D} = 0.17 \frac{N}{mm^2}$ $d_{r,SD} = 21\ mm, \rho_{op} = 0.98$ $\gamma_M = 1.5, \gamma_{r,SD} = 1.0$
Verifikacija nosivosti van ravni: Gumene veze	
Verifikacija punog zida ispune (Slika 5a)	**Verifikacija zida ispune sa otvorom (Slika 5b)**
$S_{ap} = 1.1\text{g}, M_w = 1.52\ \text{t} \Rightarrow F_{ap} = 16.72\ kN$ Verifikacija uz konzervativnu pretpostavku da se smicanje prenosi samo preko veze na vrhu i dnu zida: $V_{Rd} = \frac{l_{ap} F_c}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 3.0 \cdot 58.3\ \text{kN/m}}{1.5} = 233.2\ \text{kN} > F_{ap} = 16.72\ \text{kN}$	$S_{ap} = 1.1\text{g}, M_w = 1.57\ \text{t} \Rightarrow F_{ap} = 17.27\ kN$ Verifikacija uz konzervativnu pretpostavku da se smicanje prenosi samo preko veze na vrhu i dnu zida: $V_{Rd} = \frac{l_{ap} F_c}{\gamma_M} = \frac{2 \cdot 3.75 \cdot 58.3\ \text{kN/m}}{1.5} = 291.5\ \text{kN} > F_{ap} = 17.27\ \text{kN}$
Verifikacija nosivosti van ravni: Nosivost zida	
Verifikacija punog zida ispune (Slika 5a)	**Verifikacija zida ispune sa otvorom (Slika 5b)**
Nosivost je određena prema EN 1996-1-1 [12], usvajajući lučno ponašanje i nosivost u vertikalnom pravcu.	
$F_{ap,max} = 50.69\ \text{kN} > F_{ap} = 16.72\ \text{kN}$	$S_{ap,max} = 50.69\ \text{kN} > F_{ap} = 17.27\ \text{kN}$

6. POREĐENJE UTROŠKA MATERIJALA I TROŠKOVA

Globalno poređenje sprovedeno je za a_g=0,10-0,40g. Kod neizolovane ispune dodavani su AB zidovi i povećavana armatura kada je bilo potrebno smanjiti sile u prostim štapovima ispune i zadovoljiti provere zidova ispune. Optimizacija je zahtevna jer promena AB sistema menja periode i silu u svakoj dijagonali, nakon čega se provere zidova ispune i eventualne iteracije uklanjanja dijagonala ponavljaju. Kod kruto izolovane zidane ispune AB konstrukcija se direktno dimenzioniše iz odgovora modela bez krutosti ispune.

a) *b)*

Slika 6: Ušteda u a) utrošku materijala i b) uštedi investicije sa i bez INODIS veze

Rezultati su sumirani na Slici 6. Ušteda materijala raste sa povećanjem ubrzanja tla na koje se konstrukcija projektuje, ali svakako već i pri 0,1g ušteda u utrošku materijala je oko 20% u slučaju konstrukcije sa INODIS vezom. Ekonomska analiza pokazuje uštede od nekoliko desetina hiljada evra u samoj početnoj investiciji, uključujući cenu INODIS veze. Dodatno, u slučaju zemljotresa oštećenja konstrukcije sa INODIS vezom će biti daleko manja i biće izbegnute

popravke a i prekid funkcionisanja objekata će biti kraći. Svi ovi parametri nisu nisu monetizovani u tabeli početne investicije i dodatno idu u prilog izolovanoj ispuni odnosno primeni INODIS veze.

7. ZAKLJUČCI

U radu je dat pregled postupka proračuna AB konstrukcija sa zidanom ispunom prema prvoj i drugoj generaciji Evrokoda. Proračunski primeri objašnjavaju praktično značenje klasifikacije u drugoj generaciji Evrokoda. Kruto vezana zidana ispuna jeste deo konstrukcije pri seizmičkom dejstvu iako projektant ne može da se pouzdano osloni na nju. Njena krutost, nosivost, otvori, gubitak krutosti i lokalni efekti na stubove moraju se dosledno pratiti. Takav proračun zahteva mnogo podataka i iteracija. Prividnu korist - dodatnu početnu krutost - prate neizvesnost, krto oštećenje zida i često veće sile u AB elementima. Izolovana ispuna ovu nejasnoću uklanja. Globalni AB model ostaje uobičajeni model bez krutosti ispune, uz uključenu masu zida. Tačnost se dovodi na pravi nivo zato što se izostavljena interakcija direktno proverava uslovom $V_{c,ap} \leq 0{,}30 V_{ap,Rd}$, dok se sigurnost van ravni dokazuje jednostavnim postupkom. Eksperimentalni rezultati daju deformacionu rezervu znatno iznad opsega propisa. INODIS veza se može primeniti na različite blokove, opeku i otvore jer osobine konkretnog zida ulaze u jasne jednačine, umesto u neizvesnu mrežu globalnih pritisnutih štapova. Numerički primeri prikazan u radu pokazuje da jednostavniji model omogućava i optimizaciju AB sistema. Pri 0,30-0,40 g ukupna početna investicija bila je približno 6,8-7,2% niža i pored uračunate cene veze. Upotreba ovakavog pristupa je prepoznata od propisa i ostaje da se vidi kako će ga praksa usvojiti. Ali s obzirom da već ima prvih projekata primene, može se zaključiti da je praksa sama prepoznala potrebu za ovakvim vidom veze čak i pre zvaničnog stupanja novih propisa na snagu.

LITERATURA

[1] Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila 2009 earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering, 9, 307-324.

[2] Marinković, M., Baballëku, M., Isufi, B., Blagojević, N., Milićević, I., Brzev, S. (2022). Performance of RC cast-in-place buildings during the 26 November 2019 Albania earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering, 20, 5427-5480.

[3] Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. Journal of Structural Engineering, 122(3), 228-237.

[4] Asteris, P.G., Antoniou, S.T., Sophianopoulos, D.S., Chrysostomou, C.Z. (2011). Mathematical macromodels for infilled frames: state of the art. Journal of Structural Engineering, 137(12), 1508-1517.

[5] El-Dakhakhni, W.W., Elgaaly, M., Hamid, A.A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. Journal of Structural Engineering, 129(2), 177-185.

[6] Preti, M., Migliorati, L., Giuriani, E. (2015). Experimental testing of engineered masonry infill walls for post-earthquake structural damage control. Bulletin of Earthquake Engineering, 13, 2029-2049.

[7] Tsantilis, A.V., Triantafillou, T.C. (2018). Innovative seismic isolation of masonry infills using cellular materials at the interface with surrounding RC frames. Engineering Structures, 155, 279-297.

[8] Milijaš, A., Marinković, M., Butenweg, C., Klinkel, S. (2023). RC frames with masonry infills with and without openings under combined in-plane and out-of-plane loading. Bulletin of Earthquake Engineering, 21(7), 3537-3579.

[9] Milijaš, A., Marinković, M., Butenweg, C., Klinkel, S. (2024). Seismic performance of RC frames with decoupled masonry infills considering in-plane/out-of-plane interaction. Bulletin of Earthquake Engineering, 22(15), 7489-7546.

[10] EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1. CEN, Brussels.

[11] FprEN 1998-1-2:2025. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings. CEN/TC 250/SC8.

[12] EN 1996-1-1:2022. Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1. CEN, Brussels.

[13] Milanesi, R. R., Morandi, P. and Magenes, G. (2018). Local effects on RC frames in duced by AAC masonry infills through FEM simulation of in-plane tests. Bulletin of Earthquake Engineering, 1-28

[14] Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. Journal of structural engineering, 137(12), 1508-1517.

[15] Ricci, P., De Luca, F., & Verderame, G. M. (2011). 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of earthquake engineering*, *9*(1), 285-305.

[16] Wienerberger. Porotherm 25 Profi - technical data sheet.

[17] Manojlovski, F., Tubaldi, E., Sheshov, V. et al. Flexible joints for seismic-resilient design of masonry-infilled RC frames. Sci Data 12, 1266 (2025). https://doi.org/10.1038/s41597-025-05515-6

[18] REGUPOL INODIS. [Online]. Available: https://acoustics.regupol.com/products/range/regupol-inodis/regupol-inodis/, 2026.

ДГКС ASES | S-5
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026101K

Tatjana Kočetov Mišulić[1], Aleksandra Radujković[2]

DESIGN OF TIMBER STRUCTURES ACCORDING TO EUROCODE 8: KEY AMENDMENTS IN SECOND GENERATION

Summary: The development of the chapter on timber structures in Eurocode 8 demonstrates a gradual transition from a highly conservative approach to a modern concept of seismic design based on ductility and energy dissipation in joints and connections. In the second generation of EC8, rules for new engineered wood products have been included, along with a detailed classification of structural systems in terms of seismic performance, updated provisions for dissipative zones, and a capacity-based design procedure for new and existing structural systems. A table with default values of behavior factors for included structural systems and ductility classes DC2 and DC3 is provided. In the field of timber structures, the revision of EC8 was necessary to align with contemporary trends in the construction of tall timber buildings. This paper presents the key amendments compared to the current version of EC8, including provisions for the nonlinear static analysis of timber buildings.

Key words: EC8, timber structures, typology, behavior factor, ductility classes

PROJEKTOVANJE DRVENIH KONSTRUKCIJA PREMA EVROKODU 8: KLJUČNE IZMENE U DRUGOJ GENERACIJI

Rezime: Razvoj poglavlja o drvenim konstrukcijama u Evrokodu 8 pokazuje postepeni prelazak od veoma konzervativnog pristupa ka savremenom konceptu seizmičkog projektovanja zasnovanom na duktilnosti i disipaciji energije u spojevima i vezama. U EC8 druge generacije uvrštena su pravila za nove inženjerske drvene proizvode, uvedena je detaljna klasifikacija konstrukcijskih sistema sa aspekta ponašanja pri zemljotresu, ažurirane odredbe za disipativne zone, kao i postupak projektovanja novih i postojećih konstrukcijskih sistema na osnovu kapaciteta. Data je tabela sa osnovnim vrednostima faktora ponašanja uvedenih konstrukcijskih sistema za klase duktilnosti DC2 i DC3. U oblasti drvenih konstrukcija, revizija EC8 je bila neophodna zbog usklađivanja sa savremenim trendovima gradnje visokih drvenih objekata. Ovaj rad prikazuje ključne izmene u odnosu na važeću verziju EC8, uključujući odredbe za nelinearnu statičku analizu drvenih zgrada.

Ključne reči: EC8, drvene konstrukcije, tipologija, faktor ponašanja, klase duktilnosti

[1] Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, tanya@uns.ac.rs
[2] Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad

1. SAVREMENA GRADNJA DRVETOM I EN REGULATIVA

Gradnja drvetom i drvnim proizvodima ima sve značajniju ulogu u ostvarivanju ciljeva EU "Green" Agende koja se odvija kroz različite strategije (npr. Circular Economy Action Plan i Renovation Wave) i koja značajno promoviše drvo kao obnovljiv, ekološki građevinski materijal. Prema izveštajima EU komisije svaka tona upotrebljenog drveta skladišti oko 1,8 tona CO_2, drvene zgrade zahtevaju do 50% manje energije za proizvodnju konstrukcionih elemenata u odnosu na čelik i beton, a strategija obnove podrazumeva da se do 2030. godine obuhvati najmanje 35 miliona zgrada pomoću održivih materijala, među kojima je drvo prioritet. Industrija drvenih proizvoda doprinela je ekspanziji drveta kao materijala kroz savremene inovativne proizvode (CLT - unakrsno lepljeno drvo, GLVL i LVL - lepljeno i lamelirano furnirsko drvo), koji su okosnica modernih drvenih objekata. Kako industrija uvek brže napreduje od legislativnih tela, mnogi od tržišno potvrđenih proizvoda na bazi drveta svoj zakonski okvir dostižu tek u drugoj generaciji Evrokodova: Evrokod 5 (EC5) za drvene konstrukcije doživljava potpunu reorganizaciju sadržaja koja uključuje i nove tipologije kao i savremene hibride i materijale (spregnute sisteme drvo-beton i CLT, LVL, GLVL), ažurirane preporuke za požarnu otpornost i trajnost, detaljna pravila za izvođenje i mostove. Smatra se da su drvene konstrukcije doživele najveći preobražaj u standardima u odnosu na druge konstrukcijske materijale, koji se reflektuje kroz modernizaciju i usklađivanje sa drugim Evrokodovima, ali takođe i u značajno povećanom obimu teksta i zahteva. Posebno značajne izmene izvršene su u okviru Eurokoda 8 (EC8), koji reguliše proračun seizmički otpornih konstrukcija, gde su najveće promene odnose upravo na aseizmičko projektovanje drvenih konstrukcija. Dok je u prvoj generaciji EC8 poglavlje posvećeno drvenim konstrukcijama obuhvatalo svega nekoliko stranica, u drugoj generaciji ono predstavlja novokoncipiran jedinstven dokument koji objedinjuje višedecenijska istraživanja svetske naučne zajednice o ponašanju tradicionalnih i savremenih drvenih konstrukcija usled dejstva zemljotresa.

Cilj rada je da se domaćoj stručnoj javnosti približi nova filozofija aseizmičkog projektovanja drvenih konstrukcija kroz ukazivanje na razlike i novine u pristupu proračunu.

2. RAZVOJ EVROKODA 8 U OBLASTI DRVENIH KONSTRUKCIJA

Razvoj poglavlja o projektovanju drvenih konstrukcija u seizmički aktivnim područjima u okviru Evrokoda 8, od prve verzije iz 1988. do prve generacije EC8 (trenutno važeće verzije) iz 2004., prošao je kroz značajnu evoluciju po pitanjima klasifikacije konstrukcija, faktora ponašanja, pravila dimenzionisanja i zahteva za duktilnost [1].

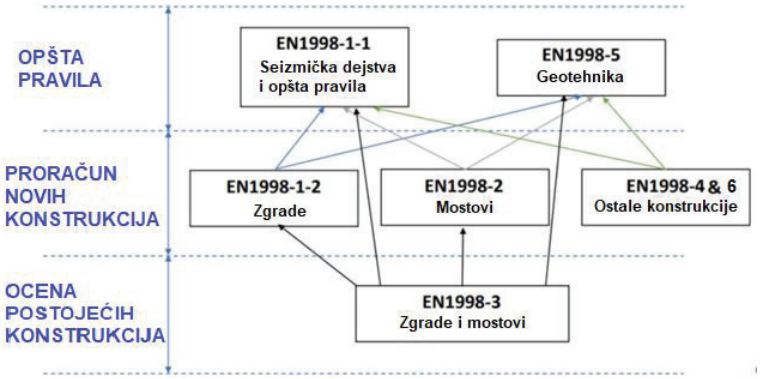
"Nulta" verzija EC8 (1988) uspostavila je jedinstvenu filozofiju aseizmičkog proračuna konstrukcija koja se prvenstveno ogleda u postavljanju dva osnovna zahteva ponašanja povezana sa graničnim stanjima: zahtev da se objekat ne sruši (granično stanje nosivosti GSN) i zahtev ograničenih oštećenja (granično stanje upotrebljivosti GSU), kao i u uvođenju faktora ponašanja "q" kojim se uzima u obzir sposobnost konstrukcije da disipira energiju kroz duktilno ponašanje. Ova filozofija ostala je očuvana i u prvoj generacijiji EC8. Poglavlje koje se odnosilo na drvene konstrukcije bilo je veoma kratko (4 strane), što je odražavalo ograničeno znanje o seizmičkom ponašanju drvenih konstrukcija koje se uglavnom zasnivalo na vanevropskim istraživanjima. Usvojeni koncept projektovanja zasnivao se na pretpostavci o linearno elastičnom ponašanju drveta do loma, disipaciji energije kroz spojeve ostvarene mehaničkim spojnim sredstvima i nedisipativnom ponašanju lepljenih spojeva. Konstrukcije su svrstane u tri grupe: od nedisipativnih (Tip A), preko onih sa malom sposobnošću disipacije energije (Tip B) do konstrukcija sa srednjom sposobnošću disipacije (Tip C). Za sve tri grupe je uveden jedinstveni konzervativni faktor ponašanja q=1, što je bila posledica nedostatka eksperimentalnih istraživanja.

"ENV" tj prelazna verzija (1995) uvodi brojne novine u vidu detaljnije definicije pojmova duktilnosti, polukrutih i krutih spojeva, kao i preciznije odredbe za konstrukcijsku analizu i seizmičko projektovanje. Veliki značaj dobijaju ispitivanja mehaničkih spojeva pod cikličnim opterećenjem čime se potencira da se zone disipacije isključivo nalaze u mehaničkim spojevima kao i da se njihova duktilnost više ne procenjuje samo teorijski. Nova klasifikacija konstrukcija uvodi i grupu konstrukcija sa visokom sposobnošću disipacije energije (Tip D), a odgovarajući faktori ponašanja su adekvatnije definisanii za tipove od A do D u opsegu q=1,0; 1,5; 2,0; 3,0.

"EN 1998-1" tj. važeća verzija (2004) uvodi novu klasifikaciju prema klasama duktilnosti (DCL, DCM i DCH), a kao najvažnija promena uvodi se mogućnost da se kao gornja granična vrednost faktora ponašanja uvede q=1,5 za konstrukcije tipa DCL. Maksimalna gornja granica faktora ponašanja je povećana na q=5,0 u zavisnosti od tipa konstrukcije. Tipovi konstrukcija, dati opisno, povezani su sa klasama duktilnosti i vrednostima faktora ponašanja. Kroz ovu verziju potvrđeni su i nadograđeni osnovni principi, potencira se potvrda mehaničkih spojeva cikličnim ispitivanjima prema EN12512, a kojima se može dokazati i disipativnost tradicionalnih tesarskih veza. Smatra se da ova verzija ne predstavlja unapređenje prethodne ENV verzije u svim aspektima, jer su izostavljena pojedina detaljna objašnjenja i adekvatan (grafički) prikaz tipova konstrukcije.

3. EVROKOD 8 DRUGE GENERACIJE

U cilju bolje povezanosti svih delova, druga generacija Evrokoda 8 je rekonstruisana u tri nivoa koja obuhvataju: Opšta pravila, Proračun novih konstrukcija, Ocena stanja postojećih konstrukcija, slika 1. Oblast drvenih konstrukcija je značajno proširena kroz posebno poglavlje i aneks u delu 1-2 (Zgrade) za proračun novih drvenih konstrukcija usled seizmičkog dejstva, kroz novi aneks u delu 2 (Mostovi), kao i kroz novouvedeno posebno poglavlje i aneks za postojeće drvene objekte u okviru dela 3.



Slika1: Šema Evrokoda 8 druge generacije, prema [2]

3.1. OPŠTE: EN1998-1-1 (2026)

U delu EN 1998-1-1 [3] sprovodi se značajno usklađivanje sa EN1990 kroz uvođenje klasa posledica umesto klasa značaja objekata, kao i kroz uvođenja kvalitativne deskripcije četiri granična stanja: blizu rušenja (Near collapse NC) i značajnog oštećenja (Significan demage SD) u okviru graničnog stanja nosivosti, kao i ograničenje oštećenja (Damage limitation DL) i potpuna operativnost (Operability OP) za granično stanje upotrebljivosti [4].

Takođe se uvode promene u načinu određivanja seizmičkog dejstva, klasifikaciji tla i novoj definiciji elastičnog spektra. Poseban značaj dat je novodefinisanim klasama duktilnosti DC1, DC2 i DC3 umesto DCL, DCM i DCH, radi prilagođavanju veoma promenljivom nivou

seizmičnosti u Evropi. DC1 je slična klasi DCL i računa na rezervu nosivosti i duktilnosti, DC2 ima za cilj da se prilagodi umerenoj seizmičnosti (nije ista kao DCM) i zasniva se na pravilima lokalne duktilnosti primenjenih elemenata, dok je DC3 prilagođena za visoku seizmičnost (između prethodnih DCM i DCH) i odgovara visoko duktilnim konstrukcijama sa mogućnošću formiranja globalnog plastičnog mehanizma za granično stanje SD. Metode analiza su načelno iste: metoda ekvivalentnih bočnih sila i multimodalna spektralna analiza kao linearne metode kod pristupa zasnovanog na silama (Force based approach FB); nelinearna statička analiza (pushover), kao i nelinearna analiza vremenskog odgovora kod pristupa zasnovanog na pomeranjima (Displacement based approach DB). DB pristup podrazumeva verifikaciju i procenu na lokalnom i globalnom nivou usled nelinearnog odgovora konstrukcije. Oba pristupa su metodologije zasnovane na ponašanju, tj. za različita granična stanja su povezana sa različitim nivoima seizmičkog dejstva i klasama posledica. Kod pristupa zasnovanog na silama, faktor ponašanja q za dobijanje redukovanog (projektnog) spektra je redefinisan kao trokomponentna veličina povezana sa tipom konstrukcije, materijalom, klasom duktilnosti i eksperimentalno potvrđenim mehanizmom disipacije:

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D \tag{1}$$

gde je:

q_R faktor rezerve nosivosti usled redundantnosti,

q_S faktor rezerve nosivosti usled rezerve nosivosti materijala i usvojene geometrije i

q_D faktor rezerve nosivosti usled kapaciteta deformacije i disipacije energije.

Komponenta faktora ponašanja q_S iznosi 1,5 za sve klase duktilnosti i tipove konstrukcija i predstavlja vrednost faktora ponašanja q kada se usvoji nedisipativno ponašanje konstrukcije (DC1). Nasuprot tome, vrednosti q_R i q_D za klase duktilnosti DC2 i DC3 zavise od vrste materijala konstrukcije i mogu se uzeti veće od 1,0; q_R se nalazi u rasponu od 1,0 do 1,3 osim ako nelinearnom analizom nije drugačije određeno, dok se q_D određuje iz tabele za SD granično stanje prema tipu konstrukcije i klasi duktilnosti.

3.2. DRVENE KONSTRUKCIJE: EN 1998-1-2 (2026)

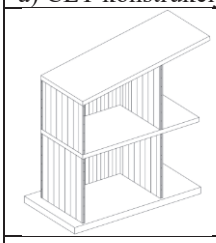
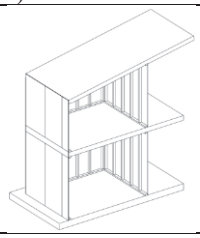
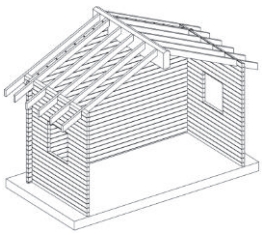
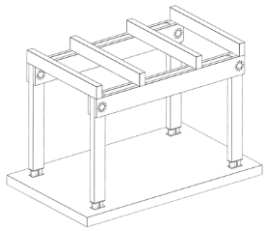
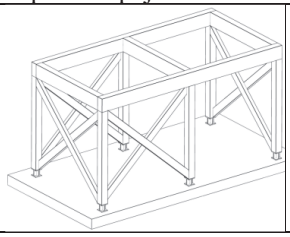
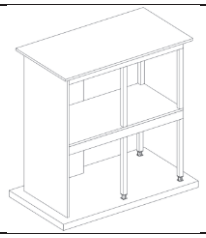
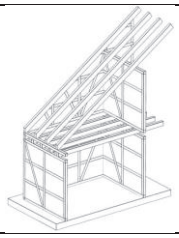
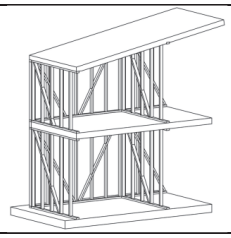
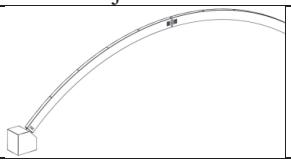
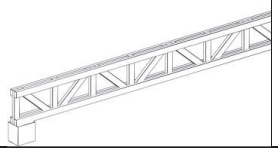
Razvoj osnovnog poglavlja o drvenim konstrukcijama u Evrokodu 8 predstavlja postepeni prelazak od veoma konzervativnog do savremenog pristupa tokom koga su značajno unapređeni kriterijumi klasifikacije konstrukcija, definisanje faktora ponašanja, projektovanje spojeva i disipativnih zona. Potreba za revizijom javila se, kako zbog razvoja novih sistema gradnje savremenim proizvodima na bazi drveta i pojave čitave palete novih spojni sredstava, tako i zbog novih eksperimentalnih istraživanja ponašanja spojeva pri cikličnom opterećenju.

U tipologiji objekata, najveća promena se dogodila u trendu izvođenja višespratnih zgrada od CLTa, kao i spregnutih sistema drvo-beton, za koje u prvoj generaciji EC8 ne postoje pravila niti klasifikacija, a što se u drugoj generaciji uvodi kroz različite seizmičke mehanizme. Kroz novu strukturu EN 1998 (2026) u delu EN 1998-1-2:2026 [5] za Zgrade, u Poglavlju 13 i Aneksu L detaljno se obrađuju Drvene konstrukcije.

4. EN1998- 1-2: GLAVNE NOVINE ASEIZMIČKOG PROJEKTOVANJA DRVENIH KONSTRUKCIJA

Novo, nadograđeno Poglavlje 13 za drvene konstrukcije naglašava projektovanje zasnovano na programiranom ponašanju sa aspekta kapaciteta na više nivoa (tj. spojevi, zidovi i cele zgrade), zajedno sa ažuriranim faktorima rezerve nosivosti (*overstrength*) i faktorima ponašanja za srednje i visoko disipativne konstrukcije. Osnovne novine ogledaju se u redefinisanju i uvođenju novih tipova konstrukcije, uvođenju nove sigurnosne kontrole za seizmičku verifikaciju za granično stanje SD, nove definicije faktora ponašanja, novih pravila za disipativne zone, kao i pravila oblikovanja detalja za sve naznačene konstrukcijske tipove.

Tabela 1: Tipovi konstrukcija, osnovne vrednosti faktora ponašanja [5]

a) CLT konstrukcije- smičući zidovi		b) Okvirni zidni sistemi	
	DC2: q=2,3 DC3: q=3,2		ankerisan zid DC2: q=2,5 DC3: q=4,0 delimično ankerisan zid DC2: NP DC3: NP
c) Brvnare		d) Masivni okviri sa krutim uglovima	
	<u>H≤9,0m</u> DC2: q=2,0 DC3: NP <u>H> 9,0m</u> DC2: NP DC3: NP		jednospratni DC2: q=2,1 DC3: q=3,3 višespratni, jedno polje DC2: q=2,3 DC3: q=3,6 višespratni, više polja DC2: q=2,5 DC3: q=3,9
e) Skeletne ukrućene konstrukcije sa štapastim spojnim sredstvima		f) Vertikalne konzolne konstrukcije, kontinualne kroz etaže (CLT, LLD, LVL)	
	<u>H≤20,0m</u> DC2: q=2,0 DC3: NP <u>H>20,0m</u> DC2: q=1,5 DC3: NP		<u>H≤12,0m</u> DC2: q=2,3 DC3: NP <u>H>12,0m</u> DC2: q=2,0 DC3: NP
g) "Bondruk" sistemi sa zidanom ispunom		h) Okvirne ukrućene konstrukcije sa tesarskim vezama	
	<u>H≤12,0m</u> DC2: q=2,0 DC3: NP <u>H>12,0m</u> DC2: q=1,65 DC3: NP		DC2: NP DC3: NP
i) Dvozglobne i trozglobne lučne/okvirne konstrukcije		j) Rešetkaste portalne konstrukcije velikog raspona	
	DC2: NP DC3: NP		DC2: NP DC3: NP
Napomena: H - visina objekta; DC1: q=1,5 za sve tipove konstrukcija; NP : nije primenljivo			

Poglavlje 13 je razvijeno tako da je blisko povezano sa drugom generacijom EC5, koji je usaglašen sa razvojem tržišta savremenih materijala i spojnih sredstava, kao i adekvatnih istraživanja tokom proteklih 30 godina.

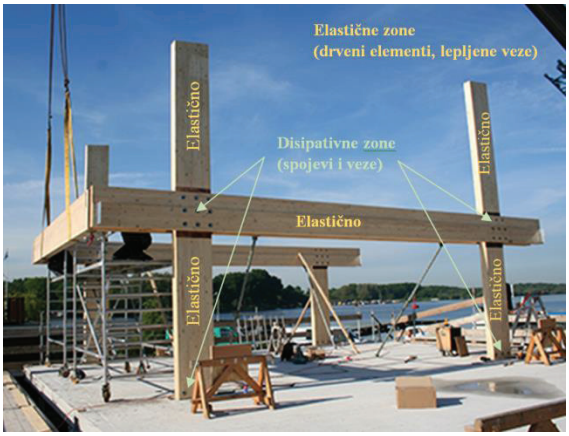
Aneks L predstavlja najveću metodološku novinu u EC8 druge generacije jer daje pravila za nelinearnu analizu drvenih konstrukcija koja u ranijim verzijama EC8 nisu postojala. Nedostatak jasnih pravila za nelinearnu analizu u prethodnom periodu suočavao je projektante sa sopstvenim izborom različitih modela nelinearnog ponašanja disipativnih zona, što je rezultovalo neproverljivom procenom ponašanja drvenih konstrukcija usled seizmičkog dejstva. Potreba za jasno definisanim jedinstvenim okvirom za nelinearnu statičku (pushover) analizu drvenih konstrukcija takođe je narasla sa razvojem CLT i višespratnih objekata u spregnutim sistemima drvo-beton. U okviru Aneksa L predstavljeni su pojednostavljeni modeli histerezisnog ponašanja disipativnih spojeva (bilinearni i trilinearni), kao i način određivanja proračunskih čvrstoća nedisipativnih drvenih elemenata za različite vrste drvenih materijala pri verifikaciji graničnih stanja SD i NC.

4.1. TIPOVI KONSTRUKCIJA I FAKTORI PONAŠANJA

Detaljna klasifikacija nosećih sistema drvenih konstrukcija je uvedena radi sistematizacije seizmičkog ponašanja prema načinu disipacije energije, krutosti i očekivanog nivoa duktilnosti. U slučajevima kada konstrukcija ne odgovara ni jednom od navedenih tipova, ona uvek može biti projektovana za klasu DC1 (q=1,5), a ukoliko se želi projektovanje za klase DC2 ili DC3, svojstva sklopova konstrukcije i disipativnih zona se procenjuju prema postupku ispitivanja na ciklično opterećenje (EN 12512). Za drvene konstrukcije, regularne po visini, u Tabeli 1 su date osnovne vrednosti faktora ponašanja q za klase duktilnosti DC2 i DC3.

4.2. PRAVILA "PROGRAMIRANOG PONAŠANJA" (CAPACITY DESIGN) ZA SVE DISIPATIVNE TIPOVE KONSTRUKCIJA

Jedna od najznačajnijih promena u EC8 druge generacije jeste potpuna primena koncepta projektovanja prema kapacitetu na sve tipove disipativnih drvenih konstrukcija (DC2 i DC3). Osnovnu ideju – da disipacija seizmičke energije mora biti ograničena na unapred definisane disipativne zone, dok svi ostali elementi konstrukcije moraju imati dovoljnu rezervu nosivosti kako bi se sprečilo nastajanje krtih mehanizama loma, ovaj standard razvija veoma detaljno kroz čitav sistem pravila, uvodeći međusobno povezane parametre čija primena u projektovanju omogućava pravilni redosled otkazivanja tj. kontrolisani mehanizam loma tokom projektnog zemljotresa, slika 2.



Slika 2: Osnovni koncept aseizmičkog projektovanja drvenih konstrukcija, prema [6]

Prema standardu se zahteva da prvo popuste disipativni spojevi, zatim eventualno sekundarni elementi dok glavni noseći elementi konstrukcije treba da ostanu neoštećeni, što se postiže primenom:

- **Faktor degradacije nosivosti k_{deg}** - uzima u obzir moguće smanjenje nosivosti usled cikličnog opterećenja koje u drvenim spojevima može izazvati lokalno gnječenje drveta, progresivno izvlačenje spojnih sredstava, povećanje zazora i smanjenje krutosti. Vrednost faktora degradacije nosivosti je ograničena na 0,8 i primenjuje se kada eksperimentalna istraživanja nisu dostupna.

- **Parcijalni faktor sigurnosti γ_{Rd}** - uveden radi obezbeđenja tečenja u disipativnim zonama preko zahteva da proračunska nosivost nedisipativnih elemenata i spojeva ne bude manja od uvećane vrednosti nosivosti disipativne komponente. Zavisno od vrste mogućeg krtog loma definisane su vrednosti ovog faktora kao 1,6 i 1,3 na nivou provere veza, dok se nivo provere sklopova ili zgrade kao celine sprovodi za svaki od navedenih tipova konstrukcije prema posebnim pravilima. Za veze ostvarene štapastim spojnim sredstvima, projektovanim prema Johansenovim jednačinama [7] za figure loma a), b) i c) - bez formiranja plastičnog zgloba u spojnom sredstvu - navedeno je da se vrednost ovog faktora usvaja kao 1,2.

- **Globalni faktor rezerve nosivosti Ω_d** - uveden radi ocene rezerve nosivosti na objektu kao celini bez zanemarivanja sila u spojevima i međuspratnim dijafragmama. Predstavlja minimalnu vrednost odnosa projektne bočne sile i projektne seizmičke sile dobijene analizom za svaku etažu posebno. Ovaj faktor je karakterističan za tipove konstrukcija gde je moguća veća spratnost (CLT, okvirni zidni sistemi). Kod CLT konstrukcija, maksimalna vrednost globalnog faktora rezerve nosivosti neke etaže je ograničena na 1,25 Ω_d.

Uvođenjem parametara Ω_d, γ_{Rd} i k_{deg}, novi EC8 napušta pojednostavljeni pristup u kome je bilo dovoljno samo odabrati faktor ponašanja q. Ova četiri parametra zajedno čine osnovu savremenog *Capacity Design* pristupa u EN 1998-1-2:2026.

Svaka konstrukcijska tipologija propraćena je posebnim potpoglavljima gde su data pravila za verifikaciju DC2 i DC3 klasa duktilnosti, kao i detalji oblikovanja. Naročita pažnja posvećena je CLT - novim tipovima objekata koji mogu da dostignu znatne spratnosti, kao i Okvirnim zidnim sistemima - objektima koji su široko rasprostranjeni i dugo na tržištu. Jedna od najviše unapređenih oblasti su pravila za projektovanje horizontalnih dijafragmi, kao elemenata sa dominantnom ulogom u raspodeljivanju seizmičkih sila. Ovde su uključena i pravila za spregnute sisteme drvo-beton, koja su uvedena kao novi deo EC5 (deo 1-3, ranije CEN/TS 19103). Takođe, velika pažnja je posvećena verifikaciji "transfernih zona" tj. mestima gde se seizmičke sile sa horizontalnih dijafragmi prenose na vertikalni sistem za prijem bočnih sila. Ovaj problem kod višespratnih drvenih zgrada se rešava projektovanjem nedisipativnih spojeva, a što se svodi opet na izbor pravilnog mehanizma loma prema Johansenovim jednačinama (EC5). Problem pravilnog projektovanja "transfer zona" naročito se ogleda u hibridnim spojevima drvo-beton i drvo-čelik, koji su karakteristični za višespratne zgrade.

5. ZAVRŠNA RAZMATRANJA

Poglavlje 13 u okviru EN 1998-1-2:2026, nije samo revizija postojećeg poglavlja, već praktično potpuno novi standard za seizmičko projektovanje drvenih konstrukcija. U odnosu na izdanje iz 2004. godine, fokus je pomeren sa opštih preporuka na detaljno definisane projektantske postupke za različite savremene drvene proizvode, uz uvođenje novih konstruktivnih sistema, novih parametara za *capacity design*, kao i zahteva za kontrolu duktilnosti i sprečavanje krtih mehanizama loma. Poseban doprinos predstavlja Aneks L, kojim se prvi put u evropsku regulativu uvodi standardizovan pristup nelinearnoj analizi drvenih konstrukcija. Time se omogućava prelazak sa tradicionalnog projektovanja zasnovanog na silama (FB) na savremeni koncept projektovanja zasnovanog na pomeranjima (DB). U Tabeli 2

data je rekapitulacija osnovnih delova i bitnih promena za drvene konstrukcije u Evrokodu 8 prve i druge generacije.

Tabela 2: Uporedni prikaz osnovnih razlika EC8 (2004 vs 2026) za drvene konstrukcije

	EN 1998-1:2004	**EN 1998-1-2:2026**	**Bitna promena**
Obim poglavlja	oko 4 strane	oko 50 strana	potpuno novo poglavlje
Konstrukcioni sistemi	nekoliko osnovnih tipova	detaljna klasifikacija svih sistema	projektovanje prema tipu sistema
Capacity Design	osnovna pravila	detaljna pravila na nivou spoja, zida i cele zgrade	višestepeni Capacity Design
Duktilnost	opšti zahtevi	definisana za svaki sistem	sistemski pristup
Pushover analiza	nije obrađena	Aneks L	potpuno nova metoda

Postojeći Eurokod je uglavnom propisivao zahteve koje je inženjer morao da tumači i prilagođava konkretnom sistemu, dok Poglavlje 13 (EN 1998-1-2) predstavlja svojevrstan projektantski priručnik koji značajno smanjuje mogućnost različitih tumačenja i povećava pouzdanost projektovanja. Uvođenjem niza kriterijuma za *capacity design* povezuju se proračunska pravila sa rezultatima eksperimentalnih istraživanja, što predstavlja kompromis između naučnih istraživanja i svakodnevnog projektovanja.

Projektantsko orijentisan pristup daje veću slobodu inženjerima u izboru konstruktivnog sistema, ali nameće i veću odgovornost, jer adekvatnost numeričkog modela i pravilno definisanje nelinearnog ponašanja spojeva postaju ključni za pouzdanu procenu seizmičkog ponašanja drvenih objekata, naročito u slučaju projektovanja savremenih visokih zgrada.

ZAHVALNOST

Ovo istraživanje je podržano od strane Ministarstva nauke, tehnološkog razvoja i inovacija (br.ugovora: 451-03-34/2026-03/200156) i Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu kroz projekat "Naučnoistraživački i umetničkoistraživački rad istraživača u nastavnim i saradničkim zvanjima Fakulteta tehničkih nauka Univerziteta u Novom Sadu 2026" (br:01-3609/1).

REFERENCE

[1] Follesa M. Seismic design of timber structures - A proposal for the revision of Chapter 8 of Eurocode 8, PhD Thesis, University of Cagliari, 2015.

[2] Bisch, P. What are the important changes in the new Eurocode 8? The second generation Eurocodes: key changes and benefits through design examples. Online workshop, 3-5 June 2025, 51p.

[3] Fpr EN 1998-1-1:2024. Eurocode 8 - Design Evrokod 8 of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action. CEN/TS 250. 123 p.

[4] Polo Lopez C.S., Sciarretta F., (editors) et al. The second-generation Eurocodes: key changes and benefits through design examples - Technical contributions from the online Workshop, 3-5 June 2025, Publications Office of the European Union, Luxembourg, 2025, https://data.europa.eu/doi/10.2760/3056713, JRC144386. 248p.

[5] Fpr EN 1998-1-2:2025. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings. CEN/TS 250. 414 p.

[6] Fragiacomo M. Materiali e tipologie construttive: EN 1998-1-2. Strutture in legno. EC8-2G. Online workshop, 5 June 2025, Pavia, 2025, 41p.

[7] EN 1995-1: 2008. Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. CEN. Brussels.124 p.

S-6
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026043G

Anina Glumac[1], Olivier Flamand[2], Jonas Thor Snæbjörnsson[3,4], Theophile Bresson[5], Serge Garay[5], Đorđe Romanić[6], Hristina Ilić[1], Rebeka Čolo[1], Jasna Bogunović Jakobsen[4]

WIND EFFECTS ON FLOATING PHOTOVOLTAIC SYSTEMS

Summary: Renewable energy is rapidly expanding across Europe, with solar power expected to become a major electricity source in the coming decades. Floating photovoltaic systems offer a promising solution for regions with limited land availability by utilizing nearshore areas. This project aims to develop an open-access experimental benchmark to improve understanding of wind-induced effects on floating solar units, focusing on the modular floating photovoltaic system developed by HelioRec. Wind-tunnel tests examine aerodynamic loads on different solar panel configurations. An isolated floater, a floater with a supporting structure, as well as a complete setup including the solar panel are tested in full-scale size. At a reduced scale, various multi-unit arrangements representing possible installation layouts are also investigated. The resulting dataset will characterize wind–structure interactions and support safer FPV design and future CFD studies.

Keywords: floating photovoltaic system, wind tunnel experiments, wind loads, isolated and multi-unit arrangement

DEJSTVO VETRA NA PLUTAJUĆE FOTONAPONSKE SISTEME

Rezime: Obnovljivi izvori energije beleže ubrzan razvoj u Evropi, pri čemu se očekuje da će solarna energija postati jedan od vodećih izvora električne energije. Plutajući fotonaponski sistemi predstavljaju perspektivno rešenje za područja sa ograničenom dostupnošću zemljišta. U radu je predstavljen razvoj eksperimentalnog skupa podataka otvorenog pristupa za unapređenje razumevanja dejstva vetra na plutajuće solarne jedinice, sa fokusom na modularni plutajući fotonaponski sistem kompanije HelioRec. U vazdušnom tunelu ispitana su aerodinamička opterećenja izolovanog plovka, plovka sa nosećom konstrukcijom i kompletnog sistema sa solarnim panelom u prirodnoj razmeri, kao i različiti rasporedi više jedinica u umanjenoj razmeri. Dobijeni skup podataka omogućiće karakterizaciju interakcije vetra i konstrukcije, unapređenje projektovanja FPV sistema i validaciju budućih CFD modela.

Ključne reči: plutajući fotonaponski sistemi, eksperimenti u vazdušnom tunelu, opterećenje vetrom, izolovana jedinica, raspored više jedinica

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, sarkicanina@gmail.com
[2] Scientifique et Technique du Batiment (CSTB), France
[3] Reykjavik University, Iceland
[4] University of Stavanger, Norway
[5] HelioRec, France
[6] McGill University, Canada

1. UVOD

Sistemi za korišćenje obnovljivih izvora energije se ubrzano razvijaju, pri čemu se očekuje da solarna energija postane jedan od dominantnih izvora električne energije u narednim decenijama. Solarna energija se obično koristi putem fotonaponskih ćelija, koje se tradicionalno postavljaju na tlo ili krovove zgrada. Međutim, u gusto naseljenim područjima i na ostrvima sa ograničenom raspoloživošću zemljišta, plutajući fotonaponski sistemi (engl. *Floating Photovoltaic*, FPV) predstavljaju obećavajuću alternativu korišćenjem jezera, akumulacija i priobalnih područja. Dok je većina postojećih FPV sistema instalirana u kopnenim vodama, rastuća potražnja za energijom podstiče njihovo širenje ka pomorskim (*offshore*) okruženjima.

Uprkos brzom razvoju FPV tehnologije, razumevanje dejstva vetra na ovakve sisteme i dalje je ograničeno, posebno kada je reč o realnim modularnim jedinicama namenjenim velikim plutajućim postrojenjima.

Osnovni cilj ovog istraživanja je stoga uspostavljanje eksperimentalnog referentnog skupa podataka otvorenog pristupa o dejstvima vetra na realan plutajući solarni sistem koji je razvila kompanija HelioRec. Studija će se isključivo fokusirati na aerodinamička opterećenja koja deluju na plutajuće solarne konstrukcije u različitim konfiguracijama: (i) izolovani plovak, (ii) plovak sa potpornom konstrukcijom, (iii) kompletna konfiguracija sa plovkom, nosačima i panelom, i (iv) konfiguracije sa više jedinica koje predstavljaju realne rasporede instalacije fotonaponskih panela sa plovcima.

Glavni doprinos ovog rada predstavlja eksperimentalno ispitivanje realnih modularnih FPV konfiguracija izloženih isključivo dejstvu vetra, uključujući modele u prirodnoj i umanjenoj razmeri. Pored ispitivanja izolovane jedinice, studija razmatra i aerodinamičke interakcije unutar konfiguracija sa više jedinica, koje su od neposrednog značaja za praktične plutajuće solarne farme. Eksperimentalni referentni skup podataka služiće kao osnova za dalje numeričke i CFD studije, čime će se doprineti bezbednijem i efikasnijem projektovanju plutajućih fotonaponskih sistema.

2. PREGLED DOSADAŠNJIH ISTRAŽIVANJA

Dejstvo vetra je od velikog značaja za bezbednost fotonaponskih sistema. Veliki broj istraživanja bavio se opterećenjem vetrom na fotonaponskim sistemima, sa fokusom kako na krovne, tako i na sisteme postavljene na tlu.

U [1] su sprovedeni eksperimenti u vazdušnom tunelu na petospratnoj zgradi, pri čemu je utvrđeno da prvi red solarnih panela obezbeđuje efekat zaklanjanja koji smanjuje opterećenje vetrom na ostalim redovima. U [2] su prikazani eksperimenti sa geometrijskom razmerom 1:50 radi određivanja karakteristika opterećenja vetrom solarnih panela na ravnom krovu. Utvrđeno je da je pojedinačni panel izložen većem opterećenju u odnosu na niz panela. Wood i saradnici [3] su eksperimentalno odredili uticaj visine panela i rastojanja između njih koristeći model u geometrijskoj razmeri 1:100.

Pored krovnih sistema, brojne studije su se bavile i konfiguracijama solarnih panela postavljenih na tlu. U [4] je ispitana osetljivost opterećenja vetrom na panele postavljene na tlu, eksperimentalno i numerički, pri različitim geometrijskim razmerama. Utvrđeno je da veličina modela nema značajan uticaj na srednja opterećenja, dok su vršna opterećenja osetljiva i na geometrijsku razmeru i na spektralni sadržaj strujanja tokom ispitivanja. Dalje, u [5] je sprovedena eksperimentalna studija geometrijski umanjenog modela komercijalnog sistema radi ispitivanja raspodele srednjeg pritiska na površini i sile uzgona pri različitim brzinama. U [6] su sprovedeni eksperimenti na nizovima solarnih panela u geometrijskoj razmeri 1:20, variranjem nagiba panela i pravca vetra. Ove studije ukazuju na značaj nagiba panela, razmaka između panela i pravca vetra, kao i na mogućnost nezavisnosti od Rejnoldsovog broja u eksperimentima na umanjenim modelima.

Kao što se može uočiti, veći deo znanja o dejstvu vetra na fotonaponskim sisteme potiče iz ispitivanja na umanjenim modelima kopnenih fotonaponskih konfiguracija ili onih postavljenih na zgradama. Relativno malo pažnje posvećeno je plutajućim fotonaponskim sistemima, posebno onima projektovanim za pomorske uslove sa ekstremnim vremenskim pojavama. Postojeće studije o plutajućim fotonaponskim sistemima su ograničene i često se zasnivaju na pojednostavljenim ili idealizovanim geometrijama, koje ne predstavljaju u potpunosti realne modularne jedinice ili njihove potporne konstrukcije.

Eksperimentalna istraživanja opterećenja vetrom na realnim plutajućim fotonaponskim sistemima, posebno u prirodnoj razmeri i uključujući elemente plovka, potporne okvire i kompletne sklopove panela, i dalje su retka. Osim toga, efekti aerodinamičke interferencije u grupnim konfiguracijama — koje su reprezentativne za velike plutajuće solarne farme — u velikoj meri ostaju neistraženi.

Ovaj nedostatak eksperimentalnih podataka, kako na nivou ponašanja pojedinačne jedinice tako i na nivou interakcije u okviru niza, predstavlja ključnu prazninu u trenutnom stanju znanja.

3. OPIS ISPITIVANIH MODELA

Ispitivanja su sprovedena u aerodinamičkoj sekciji vazdušnog tunela u CSTB-u (*Centre Scientifique et Technique du Bâtiment,* Nant, Francuska), širine 6 m, visine 5 m i dužine 12 m. Ispitivani model čini FPV panel jedinica kompanije HelioRec u prirodnoj razmeri (1:1), koja predstavlja kompletan sklop plovka, nosača i panela, kao što je prikazano na Slici 1a. Solarni panel u prirodnoj razmeri ima dimenzije 2382 mm × 1134 mm i postavljen je na krutu potpornu konstrukciju sa nagibom od 10°. Prednji nosači su dužine 384 mm, dok su zadnji nosači dužine 591 mm. Model ima masu od približno 52 kg i opremljen je šestokomponentnom vagom sila za merenje sila i momenata.

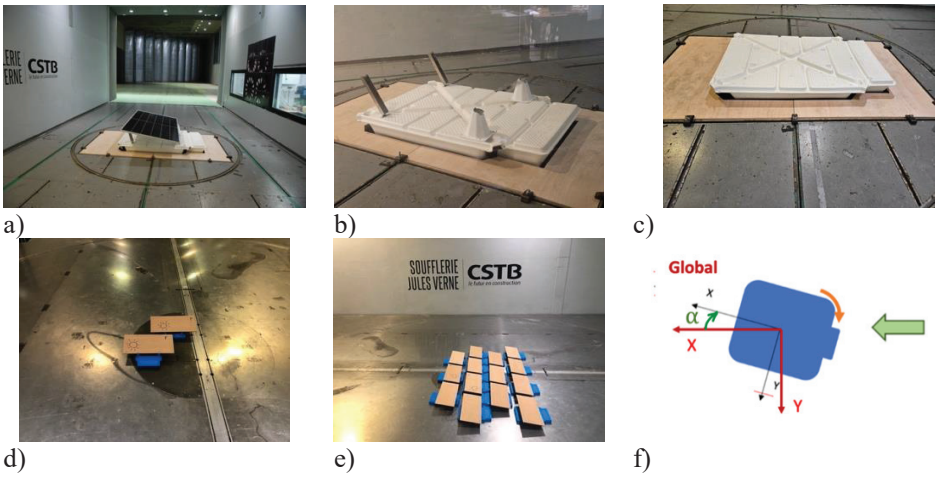
Tokom ispitivanja, plovak je postavljen na obrtni sto vazdušnog tunela, pri čemu se njegov donji deo pruža ispod površine stola kako bi se odrazilo stvarno radno stanje u kome je deo plovka potopljen. Ovakva postavka obezbeđuje realnu aerodinamičku izloženost dela konstrukcije iznad vode, uz očuvanje reprezentativnih radnih uslova. Radi procene mogućeg uticaja Rejnoldsovog broja, ispitane su tri brzine vetra — 15 m s-1, 35 m s-1, and 55 m s-1. Različiti upadni uglovi vetra ostvareni su obrtanjem stola. Pored kompletne plutajuće fotonaponske jedinice, ispitivanja u vazdušnom tunelu obuhvatila su i plovak sa potpornom konstrukcijom (Slika 1b), kao i sam plovak (Slika 1c).

Pored izolovane jedinice, ispitan je i raspored sa više jedinica radi analize aerodinamičkih interakcija. Za ova ispitivanja korišćen je model u umanjenoj razmeri, sa geometrijskom razmerom 1:6. Radi provere validnosti umanjenja razmere, ispitana je i izolovana FPV jedinica u umanjenoj razmeri, čiji su rezultati direktno upoređeni sa modelom u prirodnoj razmeri. Konfiguracije sa više jedinica su zatim ispitane sa primerima prikazanim na Slici 1d (dve FPV jedinice) i Slici 1e (14 FPV jedinica raspoređenih u četiri reda). Plovci i nosači su izrađeni 3D štampom, dok su za panele korišćene drvene ploče. U okviru konfiguracije sa više jedinica, dve odabrane jedinice su opremljene vagama sila i postavljene blizu centra obrtnog stola. Ove instrumentisane jedinice ostaju na fiksnim pozicijama tokom svih merenja i koriste se za procenu aerodinamičkih opterećenja u okviru različitih grupisanih rasporeda. Različite konfiguracije dobijene su preraspoređivanjem neinstrumentisanih jedinica radi formiranja različitih rasporeda.

Za konfiguraciju u umanjenoj razmeri, u vazdušni tunel je uveden dodatni poda kako bi se bolje predstavili uslovi nadolazećeg strujanja. Međutim, dobijeni granični sloj nije potpuno identičan onom u konfiguraciji u prirodnoj razmeri i prevashodno utiče na donji deo panela i plovka.

Svi modeli su postavljeni na obrtni sto, što omogućava variranje upadnog ugla vetra od 0° do 360°. Globalni koordinatni sistem ostaje fiksan tokom svih merenja, pri čemu je X-osa poravnata sa pravcem nastupajućeg vetra (Slika 1f). Shodno tome, izmereni aerodinamički koeficijenti sile

(C_x, C_y, C_z,) direktno odgovaraju komponentama otpora, bočne sile i sile uzgona. Definisani su kao $C_{x,y,z} = F_{x,y,z}/(0.5*\rho*U_{ref}^2*A_p)$, gde su F_x, F_y i F_z izmerene sile otpora, bočne sile i sile uzgona; ρ je gustina vazduha pri uslovima ispitivanja u vazdušnom tunelu; U_{ref} je referentna brzina vetra usrednjena po visini panela; A_p je površina panela.



Slika 1: Ispitane FPV konfiguracije: (a) kompletna FPV jedinica; (b) plovak sa potpornom konstrukcijom; (c) plovak; (d) raspored sa dve jedinice; (e) raspored sa više jedinica; (f) globalni koordinatni sistem (X,Y) sa pozitivnim pravcem vetra.

4. REZULTATI

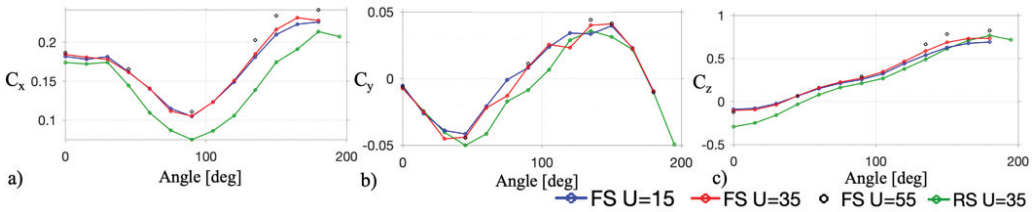
4.1. IZOLOVANA JEDINICA

Slika 2 prikazuje aerodinamičke koeficijente sile izolovane FPV jedinice u funkciji pravca vetra. Rezultati za prirodnu razmeru prikazani su za tri brzine vetra (15, 35, and 55 m s-1), dok je model u umanjenoj razmeri uključen radi direktnog poređenja.

Rezultati u prirodnoj razmeri pokazuju da opšti oblik krivih koeficijenata ostaje dosledan pri svim ispitanim brzinama vetra, što ukazuje na dosledan aerodinamički odziv u okviru ispitanog opsega Rejnoldsovog broja.

Poređenje rezultata u prirodnoj i umanjenoj razmeri pokazuje dobro slaganje u pogledu opštih trendova. Iako se uočavaju razlike u apsolutnim vrednostima, posebno kod koeficijenta otpora C_x, one predstavljaju primetan deo njegovog relativno malog opsega variranja. Kod koeficijenta sile uzgona C_z, odstupanja su veća u apsolutnom iznosu, ali ostaju umerena u odnosu na njegov znatno širi opseg, pri čemu je glavni trend dobro očuvan.

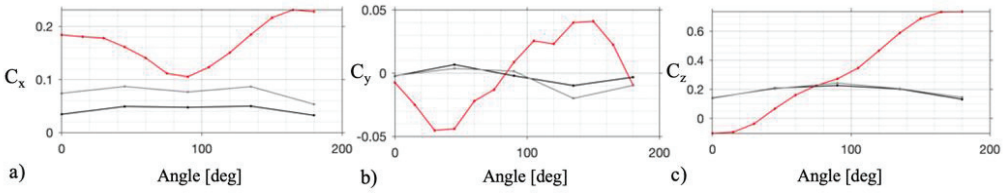
Ova odstupanja mogu se pripisati kako pojednostavljenoj geometriji i svojstvima materijala modela u umanjenoj razmeri, tako i razlikama u karakteristikama graničnog sloja između uslova u prirodnoj i umanjenoj razmeri. Ipak, konfiguracija u umanjenoj razmeri obuhvata dominantno aerodinamičko ponašanje sistema i stoga je pogodna za ispitivanje efekata interakcije u nizu u narednim analizama.



Slika 2: Aerodinamički koeficijenti sile (a) C_x, (b) C_y, (c) C_z, izolovane FPV jedinice u funkciji pravca vetra: poređenje rezultata u prirodnoj razmeri (engl, Full Scale, FS) pri različitim brzinama vetra (15, 35 and 55 m s-1) i modela u umanjenoj razmeri (engl, Reduced Scale, RS) pri 35 m s-1.

Slika 3 upoređuje aerodinamički odziv kompletnog sistema, plovka sa potpornom konstrukcijom i samog plovka. Rezultati pokazuju da je koeficijent sile uzgona za plovak i za konfiguraciju plovak–potporna konstrukcija sličan u celom opsegu pravaca vetra, što ukazuje da potporna konstrukcija ima zanemarljiv uticaj na vertikalno aerodinamičko opterećenje.

Istovremeno, i konfiguracija samo sa plovkom i konfiguracija plovak–potporna konstrukcija pokazuju nezanemarljive vrednosti sile uzgona, posebno u opsegu pravca vetra od približno 45° do 135°. Ovaj nalaz ukazuje da sam plovak doprinosi ukupnom aerodinamičkom odzivu i da se ne može smatrati aerodinamički neaktivnim.

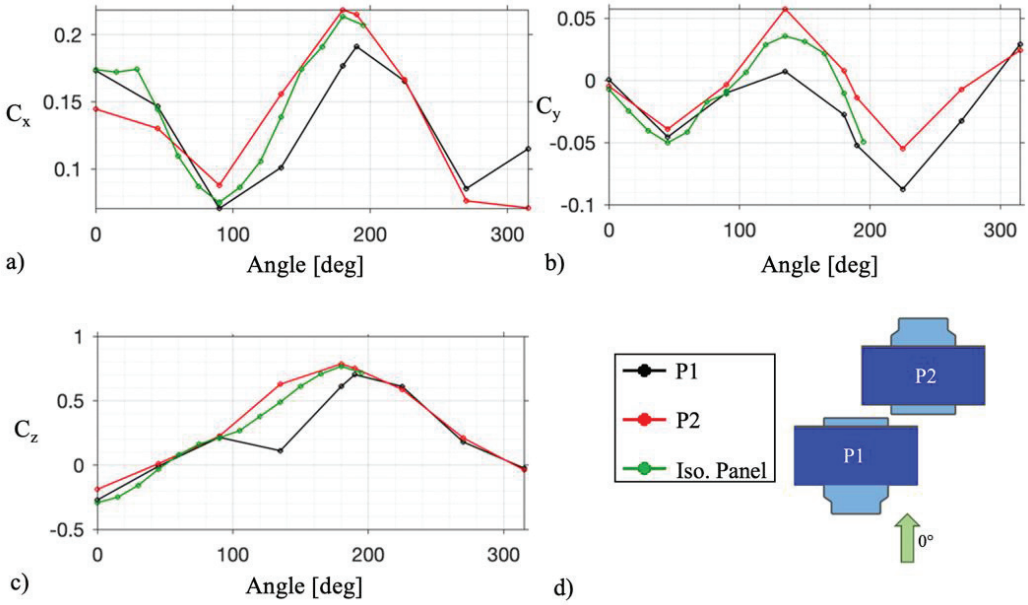


Slika 3. Aerodinamički koeficijenti sile (a) C_x, (b) C_y, (c) C_z, za FPV jedinicu u prirodnoj razmeri: kompletan sistem (crveno), plovak sa potpornom konstrukcijom (sivo) i sam plovak (crno).

Nasuprot tome, dodavanje fotonaponskog panela značajno povećava kako intenzitet, tako i variranje koeficijenata sile u zavisnosti od pravca vetra. Ovo zapažanje pokazuje da je panel dominantan izvor aerodinamičkog opterećenja, dok potporna konstrukcija doprinosi ukupnom aerodinamičkom odzivu, ali ima sekundarnu ulogu u generisanju sile uzgona.

4.2. RASPOREDI SA VIŠE JEDINICA

Slika 4 prikazuje koeficijente sile C_x, C_y i C_z za raspored sa dva panela prikazan na Slici 1d, zajedno sa izolovanim panelom u umanjenoj razmeri koji je korišćen kao referenca na Slici 2. Rezultati pokazuju da aerodinamički odziv grupisane konfiguracije ostaje blizak izolovanom slučaju u velikom delu opsega pravca vetra, posebno za koeficijent sile uzgona, dok se za pojedine pravce vetra javljaju izraženi efekti interakcije.

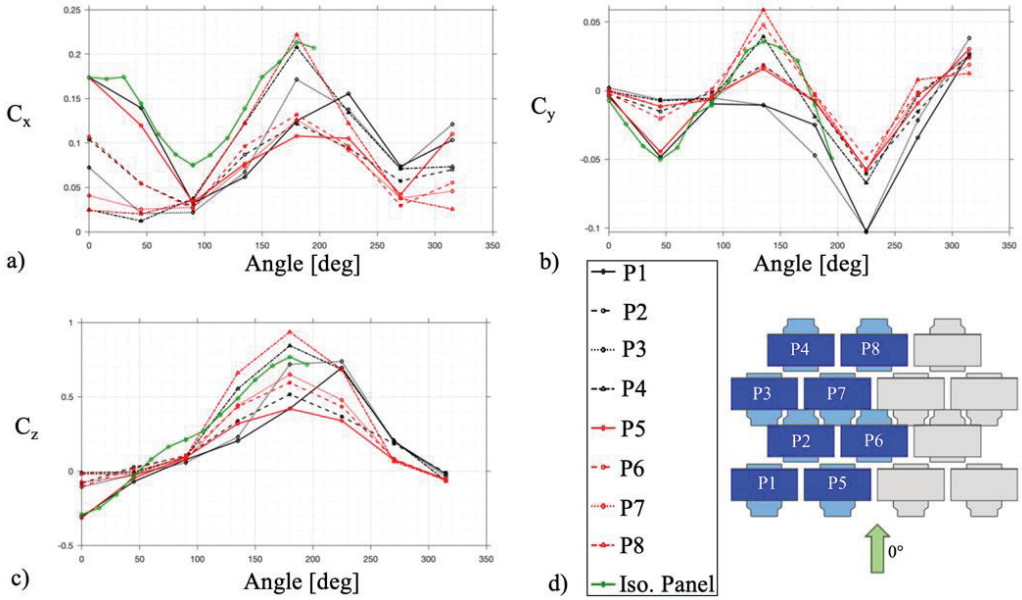


Slika 4. Aerodinamički koeficijenti sile (a) C_x, (b) C_y, (c) C_z, za raspored sa dva panela (d), upoređeni sa izolovanim panelom u umanjenoj razmeri (zelena linija sa Slike 2).

Dosledan trend uočava se u opsegu pravca vetra od približno 135° do 180°, kada strujanje nastrujava na gornju ivicu nagnutog panela. Ovo ponašanje uočava se kod sva tri koeficijenta. Uzvodni panel pokazuje povećanu silu uzgona u odnosu na izolovani slučaj, dok nizvodni panel pokazuje smanjenu silu uzgona. Ovo ukazuje na usmerenu interakciju, pri čemu uzvodni panel menja uslove nastupajućeg strujanja za panel iza njega. Smanjenje sile uzgona na nizvodnom panelu može se protumačiti kao efekat zaklanjanja.

Koeficijenti C_x i C_y takođe pokazuju odstupanja u istom opsegu pravca vetra, iako sa manjom apsolutnom varijacijom. U celini, Slika 4 pokazuje da je za konfiguraciju sa dva panela aerodinamička interakcija najizraženija kada strujanje direktno pogađa gornju ivicu nagnutog panela, što dovodi do povećanog opterećenja uzvodne jedinice i smanjenog odziva nizvodne jedinice.

Slika 5 prikazuje koeficijente sile C_x, C_y i C_z za osam panela u okviru rasporeda sa više jedinica, obeleženih na Slici 5, zajedno sa izolovanim panelom u umanjenoj razmeri koji je korišćen kao referenca na Slici 2. Rezultati pokazuju da aerodinamički odziv u velikoj meri zavisi i od pozicije panela i od pravca vetra. Najveće varijacije uočavaju se kod koeficijenta sile uzgona C_z, dok su razlike kod C_x i C_y manje, ali i dalje ukazuju na efekte zavisne od pozicije.



Slika 5. Aerodinamički koeficijenti sile (a) C_x, (b) C_y, (c) C_z, za raspored sa 14 panela (d), upoređeni sa izolovanim panelom u umanjenoj razmeri (zelena linija). Paneli 1–4 odgovaraju prvoj koloni, a paneli 5–8 drugoj koloni, numerisani odozdo nagore.

Najkritičnije opterećenje javlja se u opsegu pravca vetra od približno 135° do 225°, gde se uočavaju najveće vrednosti sile uzgona. U ovoj oblasti, Panel 8 (P8 na Slici 5) pokazuje maksimalnu vrednost C_z, koja premašuje vrednosti ostalih panela i izolovane reference za oko 27%. Uopšteno, u ovom opsegu pravca vetra uočava se značajna varijacija između panela, što ukazuje na izražene efekte interakcije.

Drugi kritični režim javlja se oko 225°, gde Paneli 1 i 3 (P1 i P3 sa Slike 5) razvijaju izražene lokalne vrhove vrednosti C_z. Ovi paneli se nalaze na spoljnim pozicijama prve kolone i postaju izloženiji pri ovim pravcima vetra. Ovo pokazuje da se najnepovoljnija pozicija panela pomera u zavisnosti od pravca vetra i da ivični efekti imaju značajnu ulogu u aerodinamičkom opterećenju niza.

Koeficijenti C_x i C_y takođe pokazuju razlike zavisne od pozicije, iako sa manjom apsolutnom varijacijom u poređenju sa C_z. Konkretno, varijacije u C_y oko 225° ukazuju da je i bočno opterećenje pod uticajem pozicije panela.

U celini, Sl. 5 pokazuje da je aerodinamičko opterećenje unutar niza izrazito neujednačeno. Stoga izolovani panel ne može obezbediti dovoljnu projektnu obavojnicu za grupisanu konfiguraciju, s obzirom na to da različite pozicije panela određuju projektne uslove za različite sektore pravca vetra.

5. ZAKLJUČCI

Ova studija predstavlja eksperimentalno istraživanje aerodinamičkih opterećenja izazvanih dejstvom vetra na realan plutajući fotonaponski sistem, obuhvatajući izolovane jedinice u prirodnoj razmeri i konfiguracije sa više jedinica u umanjenoj razmeri. Rezultati pokazuju da je aerodinamički odziv izolovane jedinice dosledan pri svim ispitanim brzinama vetra, čime se potvrđuje opravdanost korišćenja modela u umanjenoj razmeri za proučavanje kofiguracja u nizu.

Analiza pokazuje da aerodinamičko opterećenje u okviru konfiguracija sa više jedinica u velikoj meri zavisi i od pravca vetra i od pozicije panela. Uočeni su značajni efekti interakcije,

posebno kod koeficijenta sile uzgona, pri čemu različiti paneli određuju projektne uslove za različite sektore pravca vetra. Ovi nalazi ukazuju da rezultati za izolovani panel nisu dovoljni za predstavljanje ponašanja niza.

Dalja analiza i prošireni skupovi podataka obuhvatiće dodatne konfiguracije i detaljnu diskusiju mehanizama aerodinamičke interakcije.

ZAHVALNICA/ACKNOWLEDGEMENTS

Ovaj rad je deo transnacionalnog pristupnog projekta „ERIES-FLOATING-SOLAR" podržanog od strane projekta Engineering Research Infrastructures for European Synergies (ERIES) (www.eries.eu), koji je finansiran iz Okvirnog programa Evropske unije Horizon Europe, u okviru Ugovora o dodeli sredstava br. 101058684. Ovaj rad je finansiran i iz istraživačko-inovacionog programa Evropske unije Horizon Europe, u okviru akcije Marie Skłodowska-Curie Action Staff Exchanges (MSCA-SE), Ugovor o dodeli sredstava br. 101182847.

This work is part of the transnational access project "ERIES-FLOATING-SOLAR" supported by the Engineering Research Infrastructures for European Synergies (ERIES) project (www.eries.eu), which has received funding from the European Union's Horizon Europe Framework Programme under Grant Agreement No. 101058684. This work has received funding from the European Union's Horizon Europe research and innovation program under the Marie Skłodowska-Curie Action Staff Exchanges (MSCA-SE), Grant Agreement No. 101182847.

REFERENCE

[1] Radu A, Axinte E, Theohari C. (1986) Steady wind pressures on solar collectors on flat-roofed buildings. J Wind Eng Ind Aerodyn; 23: 249–58.

[2] Cao J, Yoshida A, Saha PK, Tamura Y. (2013) Wind loading characteristics of solar arrays mounted on flat roofs. J Wind Eng Ind Aerodyn; 123; 214-25.

[3] Wood GS, Denoon RO, Kwok KCS. (2001) Wind loads on industrial solar panel ar-rays and supporting roof structure. Wind Struct; 4(6): 481–94.

[4] Aly AM, Bitsuamlak G. Aerodynamics of ground-mounted solar panels: test model scale effects. (2013) J Wind Eng Ind Aerodyn; 123: 250–60.

[5] Chung K, Chang K and Liu Y. (2008) Reduction of wind uplift of a solar collector model. J Wind Eng Ind Aerodyn; 96: 1294–1306.

[6] Yenemci O, Askoy MO. (2021) An experimental and numerical study of wind effects on a ground-mounted solar panel at different panel tilt angles and wind directions. J Wind Eng Ind Aerodyn; 213; 104630.

S-7
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026092G

Dunja Gavrilović[1]

VERIFICATION OF THE FATIGUE LIMIT STATE FOR A CHIMNEY STRUCTURE ACCORDING TO EN 1993-1-9

Summary: According to EN 1993-1-9, when assessing a fatigue design situation, all relevant stress increase effects in specific construction details should be considered, regardless of the chosen design stress method. The methods for verifying the fatigue limit state include the nominal stress method, the hot spot stress method, and the effective notch stress method. Typically, fatigue load control is performed using the nominal stress method (S-N curves) with linear-elastic analysis, as outlined in EN 1993-1-1. This paper outlines the procedures for assessing fatigue loads and verifying the fatigue strength criteria in the construction details of a steel chimney.

Keywords: fatigue, wind action, constructional detail, stress range, butt weld, bolt

PRIMER VERIFIKACIJE GRANIČNOG STANJA ZAMORA KONSTRUKCIJE DIMNJAKA PREMA EN 1993-1-9

Rezime: Prema EN 1993-1-9, pri verifikaciji zamor proračunske situacije, svi relevantni efekti povećanja napona u karakterističnim konstrukcionim detaljima moraju se uzeti u obzir, bez obzira na izabranu metodu proračunskog napona. Metode za verifikaciju graničnog stanja zamora su metoda nominalnog napona, metoda napona u „vrućim tačkama“ i metoda efektivnog napona na mestu zareza. U najvećem broju slučajeva, kontrola nosivosti na zamor sprovodi se primenom metode nominalnog napona (S-N krive) korišćenjem linearno elastične analize prema EN 1993-1-1. U ovom radu prikazane su procedure za procenu zamor opterećenja i verifikaciju kriterijuma nosivosti na zamor u konstrukcionim detaljima čelične konstrukcije dimnjaka.

Ključne reči: zamor, dejstvo vetra, konstrukcioni detalj, opseg napona, sučeoni šav, zavrtanj

[1] VMS d.o.o, Belgrade, Serbia, gavrilovicdunja5@gmail.com

1. ZAMOR

Zamor je postepen, progresivan i lokalizovani proces oštećenja konstrukcijske komponente (detalja) koja je izložena dejstvu zamor-opterećenja (ponovljena, ciklična i fluktuirajuća opterećenja), koji može kulminirati destrukcijom (lomom) čeličnog materijala usled nastanka i širenja zamor-prsline. Različiti faktori utiču na životni ciklus konstrukcijske komponente usled zamora, a najvažniji su: (i) sredina (ili stepen agresivnosti sredine), (ii) koncentracija napona, (iii) mikrostruktura i zaostali naponi, (iv) istorija opterećenja, (v) stanje površine i (vi) mehanička svojstva. Analiza ovih faktora i njihovog uticaja na karakteristike površine loma je složen zadatak i zahteva poznavanje metalurgije, nauke o materijalima i elektrohemije. Verifikacija proračunske zamor-situacije podrazumeva dugoročne neizvesnosti vezane za nosivost na zamor i povezana dejstva, što znači da, iako se mogućnost zamora-prslina ne može u potpunosti eliminisati, može se svesti na prihvatljiv nivo pojave.

Inicijalna prslina se obično javlja na mestima zavarenih spojeva. Usled tehnološkog postupka izrade, na mestu šava može doći do pojave defekta ili inicijalnog zareza koji deluje kao koncentrator napona i mesto formiranja prsline. Posebno su osetljivi zavareni elementi opterećeni zatezanjem. Pravilno konstruisanje detalja zavarenih spojeva je od posebnog značaja za nosivost na zamor.

Razlikuju se dve vrste zamora:

- Niskociklični zamor-karakteriše ga mali broj ciklusa opterećenja i velike plastične deformacije
- Visokociklični zamor-karakteriše ga veliki broj ciklusa opterećenja i naprezanja manja od granice razvlačenja (elastično ponašanje)

Ovaj rad prikazuje EN 1993-1-9 [1] procedure za verifikaciju kriterijuma zamor-graničnih stanja na primeru čelične konstrukcije dimnjaka [2]. Razmatran je visokociklični zamor, s obzirom na to da je tokom eksploatacije konstrukcija izložena cikličnom opterećenju. Zamor može biti relevantan usled opsega napona koji nastaje usled sila u pravcu vetra i upravno na pravac vetra. Kod ovakvih konstrukcija zamor usled poprečnih vibracija izazvanih vrtložnim odvajanjem je najčešće merodavan, zbog čega se provera zamora usled vibracija u pravcu vetra obično ne sprovodi.

U skladu sa EN 1991-1-4 [3], vrtložno odvajanje nastaje kada se vrtlozi vetra naizmenično odvajaju sa suprotnih strana cilindrične ljuske, duž određene dužine korelacije, usled čega nastaje fluktuirajuće opterećenje i oscilovanje konstrukcije upravno na pravac dejstva vetra. Do ove pojave dolazi kada je brzina vetra jednaka kritičnoj brzini vetra. Kritična brzina vetra predstavlja učestalu brzinu, pri kojoj broj ciklusa opterećenja može postati relevantan, a samim tim i zamor konstrukcije.

2. OSNOVE PRORAČUNA ZAMORA

Prilikom analize nosivosti na zamor korišćena je Metoda opsega napona. Metoda opsega napona zasniva se na sledećoj verifikaciji graničnog stanja nosivosti na zamor koja je data u standardu EN 1993-1-9 [1]:

$$\gamma_{\mathrm{Ff}}\,\Delta\sigma_{\mathrm{E}} \leq \Delta\sigma_{\mathrm{C}} / \gamma_{\mathrm{Mf}} \tag{1}$$

Gde su:

-$\Delta\sigma_{\mathrm{E}}$ proračunska vrednost opsega napona za *N* ciklusa opterećenja

-$\Delta\sigma_{\mathrm{C}}$ proračunska vrednost čvrstoće na zamor za odgovarajuću kategoriju detalja, za dva miliona ciklusa

-γ_{Ff} parcijalni koeficijent za zamor opterećenje

-γ_{Mf} parcijalni koeficijent za čvrstoću na zamor

Parcijalni koeficijenti za zamor opterećenje γ_{Ff} jednak je jedinici. Parcijalni koeficijent za čvrstoću na zamor γ_{Mf} određuje se na osnovu Metode prihvatljivog oštećenja i jednak je jedinici.

Čvrstoća na zamor određuje se na osnovu S-N krive za različite kategorije detalja. Ove krive predstavljaju vezu između opsega napona i broja ciklusa opterećenja pri lomu u logaritamskoj razmeri. Referentan broj ciklusa za određivanje čvrstoće na zamor jeste dva miliona i proračunske vrednosti čvrstoće na zamor $\Delta\sigma_C$ date su u tabelama u standardu za odgovarajuće kategorije detalja.

Proračunska vrednost opsega napona $\Delta\sigma_E$ računa se za N ciklusa opterećenja. Broj ciklusa opterećenja usled oscilacija izazvanih odvajanjem vrtloga računa se prema izrazu datom u standardu EN 1991-1-4 [3]:

$$N = 2Tn_y\varepsilon_0 \left({v_{\text{crit}}}/{v_0}\right)^2 e^{-\left({v_{\text{crit}}}/{v_0}\right)^2} \tag{2}$$

Gde su:

-N broj ciklusa opterećenja

-T životni vek konstrukcije dimnjaka (50 godina) izražen u sekundama [s]

-n_y sopstvena frekvencija konstrukcije [Hz]

-ε_0 faktor čija je preporučena vrednost 0,3

-v_{crit} kritična brzina vetra [m/s]

-v_0 20% karakteristične srednje brzine vetra [m/s]

Sopstvena frekvencija konstrukcije n_y dobijena je kao rezultat modalne analize koja je sprovedena na grednom modelu konstrukcije dimnjaka formiranom u softveru Sofistik. Kritična brzina vetra računa se prema izrazu datom u standardu EN 1991-1-4 [3]:

$$v_{\text{crit}} = {bn_y}/{S_t} \tag{3}$$

Gde su:

-b prečnik konstrukcije dimnjaka koji iznosi 3,3 m [m]

-n_y sopstvena frekvencija konstrukcije [Hz]

-S_t Strouhalov broj čija je vrednost 0,18 data u standardu EN 1991-1-4 [3] za odgovarajući tip poprečnog preseka

Karakteristična srednja brzina vetra v_m, na osnovu koje se računa v_0, data je u standardu EN 1991-1-4 [3] sledećim izrazom:

$$v_m(z) = C_r(z)C_0(z)v_b \tag{4}$$

Gde su:

-$C_r(z)$ koeficijent hrapavosti

-$C_0(z)$ koeficijent topografije terena

-v_b osnovna brzina vetra [m/s]

Tabela 1: Proračun srednje brzine vetra

Visina konstrukcije dimnjaka z [m]	80
Parametar terena z_0	0,05
Parametar terena k_r	0,19
Koeficijent hrapavosti $C_r(z)= k_r \ln(z/z_0)$	1,40
Koeficijent topografije terena $C_0(z)$	1
Koeficijent pravca C_{dir}	1
Koeficijent sezonskog delovanja C_{season}	1
Osnovna fundamentalna brzina vetra $v_{b,0}$ [m/s]	21
Osnovna brzina vetra $v_b= C_{dir}C_{season}v_{b,0}$ [m/s]	21
Srednja brzina vetra v_m [m/s]	29,40

Vrednosti parametara z_0, k_r, $C_0(z)$, C_{dir} i C_{season}, koje su prikazane u tabeli 1, preuzete su iz standarda EN 1991-1-4 [3] kao preporučene vrednosti. Osnovna fundamentalna brzina vetra zavisi od teritorije na kojoj se konstrukcija nalazi. Za grad Beograd, gde se konstrukcija dimnjaka nalazi, vrednost $v_{b,0}$ iznosi 21 m/s.

U cilju verifikacije nosivosti na zamor, potrebno je transformisati proračunsku vrednost opsega napona $\Delta\sigma_E$ u ekvivalentni opseg napona $\Delta\sigma_{E,2}$, koji se odnosi na dva miliona ciklusa opterećenja. Ova transformacija vrši se pomoću faktora λ i data je u standardu EN 1993-3-2 [4] sledećim izrazom:

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda\, \Delta\sigma_E \tag{5}$$

Gde su:
-$\Delta\sigma_{E,2}$ proračunska vrednost opsega napona za dva miliona ciklusa [MPa]
-λ faktor kojim se vrši transformacija
-$\Delta\sigma_E$ proračunska vrednost opsega napona za N ciklusa opterećenja [MPa]

Faktor λ zavisi od broja ciklusa opterećenja N i nagiba S-N krive za relevantan broj ciklusa. Izraz prema kome se računa faktor λ dat je u standardu EN 1993-3-2 [4].

Tabela 2: Proračun faktora λ

T=3,2 10^7 životni vek konstrukcije [s]	1600000000
Sopstvena frekvencija n_y [Hz]	0,76
Faktor ε_0	0,30
Kritična brzina vetra v_{crit} [m/s]	13,93
Srednja brzina vetra v_m [m/s]	29,40
v_0=0,2 v_m [m/s]	5,88
Broj ciklusa opterećenja N	15099918,32
Nagib S-N krive 1/m	1/5
$\lambda=(N/2\ 10^6)^{1/5}$	1,50

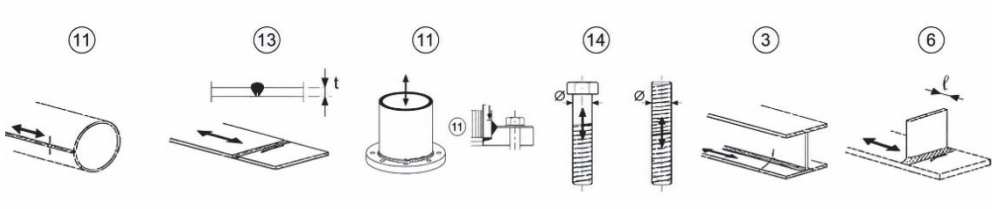
3. KONTROLA NOSIVOSTI NA ZAMOR KARAKTERISTIČNIH DETALJA

Za noseću konstrukciju dimnjaka visine 80 m i prečnika 3,3 m sprovedena je kontrola nosivosti na zamor za šest karakterističnih konstrukcionih detalja (slika 1). Analizom su obuhvaćeni zavareni spojevi sa sučeonim šavovima i montažni nastavci sa zavrtnjevima koji pripadaju oslonačkom segmentu čeličnog plašta debljine 18 mm (slika 2). Za verifikaciju nosivosti na zamor potrebno je odrediti opseg napona u preseku koji odgovara poziciji razmatranog konstrukcionog detalja. Opseg napona $\Delta\sigma_E$ predstavlja razliku između maksimalnog i minimalnog aksijalnog napona na mestu razmatranog tipa detalja. Vrednost aksijalnog napona određuje se prema sledećem izrazu:

$$\sigma_{x,Ed} = {N_x}/{2\pi tr} \pm {M}/{\pi tr^2} \tag{6}$$

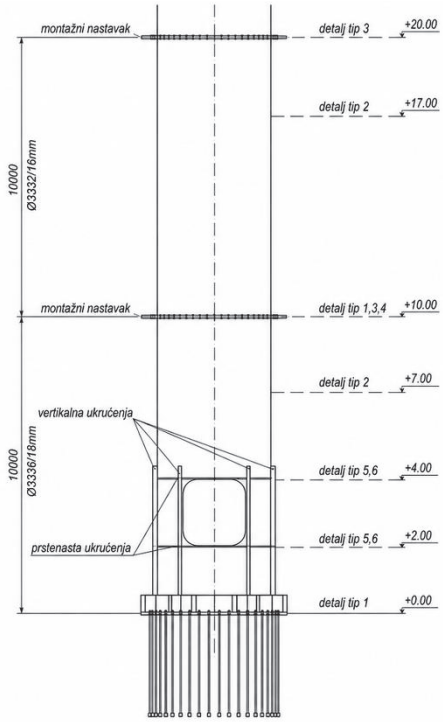
Gde su:
-$\sigma_{x,Ed}$ proračunska vrednost aksijalnog napona [MPa]
-N_x aksijalna sila na mestu posmatranog detalja [kN]
-M rezultujući moment na mestu posmatranog detalja [kNm]
-π konstanta
-r poluprečnik cilindrične ljuske za razmatrani segment konstrukcije [mm]
-t debljina zida cilindrične ljuske za razmatrani segment konstrukcije [mm]

Prvi tip detalja koji je kontrolisan odnosi se na podužne sučeone šavove na mestima radioničkih spojeva. Karakteristična nosivost je data u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.2, detalj 11.



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

Slika 1: Konstrukcioni detalji čeličnog dimnjaka (preuzeto iz standarda EN 1993-1-9 [1])



Slika 2: Šematski prikaz prvog i drugog montažnog segmenta konstrukcije dimnjaka sa označenim položajima razmatranih konstrukcionih detalja (preuzeto iz [2])

Tabela 3: Kontrola nosivosti na zamor za tip detalja 1

Položaj razmatranog detalja z [m]	0	10
$\sigma_{x,Ed,min}$ [MPa]	-29,88	-26,73
$\sigma_{x,Ed,max}$ [MPa]	22,50	19,84
$\Delta\sigma_E$ [MPa]	52,38	46,57
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	78,48	69,78
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	90	90
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C\ /\ \gamma_{Mf}$	zadovoljeno	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,87	0,77

Tip detalja 2 koji je proveravan odnosi se na poprečne sučeone šavove na mestima radioničkih spojeva. Karakteristična nosivost ovog detalja je data u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.3, detalj 13.

Tabela 4: Kontrola nosivosti na zamor za tip detalja 2

Položaj razmatranog detalja z [m]	7	17
$\sigma_{x,Ed,min}$ [MPa]	-28,43	-22,37
$\sigma_{x,Ed,max}$ [MPa]	18,69	16,64
$\Delta\sigma_E$ [MPa]	47,12	39,01
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	70,60	58,455
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	71	71
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C\ /\ \gamma_{Mf}$	zadovoljeno	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,99	0,82

Tip detalja 3 odnosi se na montažne nastavke. Montažni nastavci su izvedeni pomoću prirubnica zavarenih za cilindričnu ljusku pomoću sučeonih šavova. Primena sučeonih šavova povoljnija je sa aspekta zamora u odnosu na primenu ugaonih šavova. Karakteristična nosivost za ovaj detalj je data u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.5, detalj 11.

Tabela 5: Kontrola nosivosti na zamor za tip detalja 3

Položaj razmatranog detalja z [m]	10	20
$\sigma_{x,Ed,min}$ [MPa]	-26,73	-23,21
$\sigma_{x,Ed,max}$ [MPa]	19,84	17,21
$\Delta\sigma_E$ [MPa]	46,57	40,41
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	69,78	60,55
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	71	71
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C\ /\ \gamma_{Mf}$	zadovoljeno	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,98	0,85

Četvrti razmatrani tip detalja jesu zavrtnjevi kojima su ostvareni montažni nastavci. Karakteristična nosivost detalja data je u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.1, detalj 14. Montažni nastavak ostvaren je pomoću 54 zavrtnja M30, kvaliteta 8.8.

Zavrtnjevi koji su izloženi zatezanju i cikličnom opterećenju treba da budu prethodno napregnuti. Razlog za to je što se kod zavrtnjeva koji nisu prethodno napregnuti u telu zavrtnja i navojima javljaju znatno veći opsezi napona nego kod prethodno napregnutih zavrtnjeva. Kod prethodno napregnute veze sila prednaprezanja deluje kao statička sila, pri čemu se u vezi uspostavlja sistem samouravnoteženih sila. Na telo zavrtnja ovo ima isti uticaj kao da u njemu postoji zaostali napon zatezanja, zbog čega se pri proračunu zamora ne može smatrati da ovaj napon pozitivno utiče na smanjenje opsega napona u samom zavrtnju. Usled koncentracije napona u navojima, zavrtnjevi opterećeni na zatezanje kritičniji su sa aspekta zamora u odnosu na zavrtnjeve opterećene na smicanje [5].

U specijalizovanoj literaturi razvijeno je više različitih modela za određivanje sile u zavrtnju u zavisnosti od aplicirane, odnosno spoljašnje sile. Metoda koja je primenjena u proračunu zasniva se na teoriji koju je razvio Peterson [6]. Varijacija sile u samom zavrtnju računa se prema izrazu koji je dat u literaturi [5]:

$$\Delta F = \Delta N` \, {C_b}/{(C_b + C_p)} = \Delta N` \, p = \Delta N` \, 0{,}2 \tag{7}$$

Gde su:
-ΔF varijacija sile u samom zavrtnju [kN]
-$\Delta N`$ opseg sile (spoljašnje) na mestu spoja [kN]
-C_b aksijalna krutost zavrtnja
-C_p aksijalna krutost veze

Inicijalno povećanje krutosti prethodno napregnutog spoja proizilazi iz činjenice da krutost limova veze (C_p) i aksijalna krutost zavrtnja (C_b) zajedno prihvataju dejstvo spoljašnjeg opterećenja, odnosno promenu opterećenja. Najveći deo promene opterećenja dovodi do smanjenja pritiska između limova, odnosno prirubnica, dok se manji deo prenosi na zavrtnjeve. Promena sile u samom zavrtnju zbog toga se može izraziti preko odnosa krutosti (C_p) i (C_b).

Opseg sile $\Delta N`$ računa se prema izrazu koji je dat u literaturi [5]:

$$\Delta N` = c\, s\, \Delta\sigma_{\text{shell}}\ (D_s/4 - s/2)(1 + b/a + s/2a) \Big/ (D_s/4 + b) \tag{8}$$

Gde su:

-c širina segmenta koji sadrži jedan zavrtanj [mm]

-s debljina zida ljuske [mm]

-$\Delta\sigma_{shell}$ opseg napona u ljusci usled savijanja [MPa]

-D_s spoljašnji prečnik ljuske [mm]

-b rastojanje od ose zavrtnjeva do srednje površi ljuske [mm]

-a rastojanje od ose zavrtnjeva do kraja prirubnice [mm]

Tabela 6: Kontrola nosivosti na zamor za tip detalja 4

Položaj razmatranog detalja z [m]	10
Opseg napona u ljusci $\Delta\sigma_{shell}$ [MPa]	23,59
Širina segmenta c [mm]	211,30
Spoljašnji prečnik D_s [mm]	3329
Debljina ljuske s [mm]	14,50
Rastojanje b [mm]	157,25
Rastojanje a [mm]	300
Opseg sile $\Delta N`$ [kN]	93,32
$\Delta F=\Delta N`$ 0,2 [kN]	18,66
$\Delta\sigma_E=\Delta F/A_s$ [MPa]	33,27
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	49,85
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	50
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,99

Tip detalja 5 odnosi se na zavarene spojeve vertikalnih ukrućenja sa cilindričnom ljuskom izvedene primenom podužnih sučeonih šavova. Karkteristična nosivost ovog tipa detalja je data u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.2, detalj 3.

Tabela 7: Kontrola nosivosti na zamor za tip detalja 5

Položaj razmatranog detalja z [m]	2	4
$\sigma_{x,Ed,min}$ [MPa]	-28,19	-27,36
$\sigma_{x,Ed,max}$ [MPa]	21,20	20,56
$\Delta\sigma_E$ [MPa]	49,39	47,92
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	74,00	71,80
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	112	112
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$	zadovoljeno	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,66	0,64

Poslednji tip detalja koji je analiziran odnosi se na mesta gde su prstenasta ukrućenja zavarena sučeonim šavovima za cilindričnu ljusku. Karakteristična nosivost ovog tipa detalja data je u standardu EN 1993-1-9 [1] tabela 8.4, detalj 6.

Tabela 8: Kontrola nosivosti na zamor sa tip detalja 6

Položaj razmatranog detalja z [m]	2	4
$\sigma_{x,Ed,min}$ [MPa]	-28,19	-27,36
$\sigma_{x,Ed,max}$ [MPa]	21,20	20,56
$\Delta\sigma_E$ [MPa]	49,39	47,92
$\Delta\sigma_{E,2}=\lambda\ \Delta\sigma_E$	74,00	71,80
$\Delta\sigma_C$ [MPa]	80	80
$\gamma_{Ff}\ \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_C\ /\ \gamma_{Mf}$	zadovoljeno	zadovoljeno
Koeficijent iskorišćenosti	0,93	0,89

4. ZAKLJUČAK

U ovom radu prikazana je procedura za verifikaciju kriterijuma zamor graničnih stanja na primeru noseće konstrukcije čeličnog dimnjaka, u skladu sa EN 1993-1-9 [1]. Dobijeni rezultati prikazuju da su svi analizirani konstrukcioni detalji zadovoljili propisane kriterijume nosivosti na zamor, čime je obezbeđen odgovarajući nivo pouzdanosti (u skladu sa EN 1990 [7]) koji je najmanje jednak pouzdanosti potrebnoj za verifikaciju graničnog stanja nosivosti, za koncept bezbednog životnog ciklusa (veka trajanja) ili koncept tolerantnosti na oštećenja.

Na primeru noseće konstrukcije čeličnog dimnjaka, rezultati sprovedene analize potvrđuju značaj provere graničnog stanja nosivosti na zamor pri projektovanju. Kod ovakvog tipa konstrukcija koje su izložene dugotrajnom cikličnom opterećenju, kriterijum zamora može biti merodavan pri usvajanju konačnog konstruktivnog rešenja. Verifikacijom graničnog stanja nosivosti na zamor obezbeđuje se zahtevan nivo pouzdanosti, uz istovremeno ispunjenje zahteva u pogledu trajnosti konstrukcije tokom njenog projektovanog eksploatacionog veka.

REFERENCE

[1] EN 1993-1-9:2005, Proračun čeličnih konstrukcija; Deo 1-9: Zamor

[2] Dunja Gavrilović-Specifičnosti projektovanja čeličnih ljuski prema EN 1993 sa primerom primene na konstrukciji dimnjaka (master rad)

[3] EN 1991-1-4:2005, Dejstva na konstrukcije; Deo 1-4: Dejstva vetra

[4] EN 1993-3-2:2006, Proračun čeličnih konstrukcija; Deo 3-2: Tornjevi, jarboli i dimnjaci-Dimnjaci

[5] Alain Nussbaumer, Luis Borges, Laurence Davaine-Fatigue design of steel and composite structures

[6] Dr-Ing Christian Petersen-Stahlbau-Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten (3. überarbeitete und erweiterte Auflage)

[7] EN 1990:2002, Osnove projektovanja konstrukcija

S-8
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026096Z

Milica Živković[1], Anina Glumac[2], Miroslav Marjanović[2]

ANALYSIS OF THE AEROELASTIC PHENOMENON OF VORTEX SHEDDING ON A LIGHTING MAST USING ANNEX E OF EUROCODE 1

Summary: In slender structures, vortex shedding induces oscillations perpendicular to the direction of the wind flow. This paper presents the calculation of the maximum amplitudes of transverse oscillations using Approach 1 of Annex E of Eurocode 1-4. The analysis was conducted on a 39.3 m high floodlight mast during its construction phase, before the installation of lighting equipment. The results indicate that the critical wind velocities occur within the low-velocity range, for which the maximum displacement amplitudes of the first and second vibration modes were determined. Given that Annex E of the SRPS EN 1991-1-4 is informative and not mandatory for application, this study demonstrates its practical importance.

Keywords: wind, vortex-shedding, Eurocode, oscillations, slender structures

ANALIZA AEROELASTIČNOG FENOMENA ODVAJANJA VRTLOGA KOD REFLEKTORSKOG STUBA PRIMENOM EVROKODA 1

Rezime: Kod vitkih konstrukcija, odvajanje vrtloga izaziva oscilacije upravne na pravac strujanja vetra. U ovom radu izvršen je proračun maksimalnih amplituda poprečnih oscilacija primenom Pristupa 1 Priloga E Evrokoda 1-4 (SRPS EN 1991-1-4), na primeru reflektorskog stuba visine 39.3 metra u fazi izgradnje, bez reflektorske opreme. Rezultati pokazuju da se kritične brzine vetra javljaju u domenu brzina nižem od karakterističnih srednjih brzina na lokaciji. Sračunate su maksimalne amplitude pomeranja za prvi i drugi ton oscilovanja. S obzirom na to da je Prilog E, Evrokoda 1991-1-4 informativnog karaktera i nije obavezan za primenu, ovaj rad demonstrira njegovu praktičnu važnost.

Ključne reči: vetar, odvajanje vrtloga, Evrokod, oscilacije, vitke konstrukcije

[1] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, mizivkovic@grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia

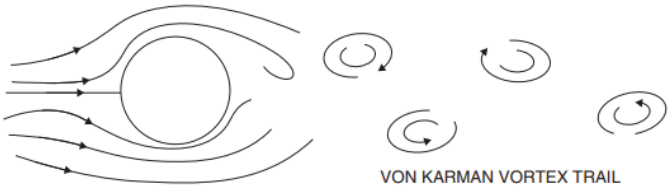
1. UVOD

Fenomen odvajanja vrtloga predstavlja osnovni nestacionarni aerodinamički mehanizam koji nastaje pri strujanju vetra oko tela neaerodinamičnog oblika. Pri tome dolazi do naizmeničnog odvajanja vrtloga sa bočnih strana tela u odnosu na pravac strujanja vetra i formira se oscilatorno polje pritisaka, što dovodi do pojave periodičnih bočnih aerodinamičkih sila. Kod vitkih konzolnih konstrukcija, kao što su jarboli, stubovi i dimnjaci, ova pojava može izazvati značajne poprečne oscilacije konstrukcije, koje mogu dovesti do loma usled zamora materijala [3,4].

Kod cilindričnih poprečnih preseka pojava periodičnog, organizovanog odvajanja vrtloga, poznatog kao von Kármánov vrtložni trag, javlja se samo u određenom opsegu Rejnoldsovog broja (*Re*). Za vrlo male vrednosti Rejnoldsovog broja ne dolazi do odvajanja toka od cilindra. Sa porastom *Re* formiraju se dva simetrična vrtloga iza cilindra, koji se pri daljem porastu *Re* izdužuju, nakon čega počinje njihovo naizmenično odvajanje i formiranje organizovanog vrtložnog traga sa izraženom dominantnom frekvencijom. Strouhalov broj (*St*) je bezdimenzionalni parametar koji definiše linearnu vezu između te frekvencije odvajanja vrtloga, karakteristične dimenzije preseka i brzine vetra [4].

$$St = \frac{b \cdot f_s}{v}, \tag{1}$$

gde je:
b – dimenzija referentnog poprečnog preseka,
f_s – frekvencija odvajanja vrtloga,
v – brzina vetra



Slika 1: Von Kármánov vrtložni trag [3]

Za cilindrične preseke, vrednost Strouhalovog broja zavisi od Rejnoldsovog broja, dok je kod preseka sa oštrim ivicama konstanta. Za *Re* u opsegu od oko 300 do $3 \cdot 10^5$, strujanje karakteriše subkritični režim sa organizovanim periodičnim odvajanjem vrtloga, dok je granični sloj na površini cilindra još uvek laminaran. Pri *Re* od $3 \cdot 10^5$ do $3.5 \cdot 10^6$, u kritičnom režimu, granični sloj prelazi u turbulentni, odvajanje vrtloga postaje neorganizovano i Strouhalov broj gubi fizički smisao. U natkritičnom režimu, pri *Re* iznad $3.5 \cdot 10^6$, periodično odvajanje vrtloga se ponovo uspostavlja i *St* poprima stabilnu karakterističnu vrednost za cilindrični presek [4].

Kada frekvencija odvajanja vrtloga postane bliska sopstvenoj frekvenciji konstrukcije, dolazi do izraženog porasta amplitude oscilacija i snažne interakcije između strujanja i konstrukcije. Ove vibracije predstavljaju ograničene (samolimitirajuće) prinudne vibracije, jer se njihova amplituda, usled dejstva strukturnog i aerodinamičkog prigušenja, kao i nelinearne interakcije između strujanja i konstrukcije, stabilizuje na konačnoj vrednosti.

Eksperimentalno je uočeno da izražene vibracije konstrukcije nameću sopstvenu frekvenciju procesu odvajanja vrtloga, usled čega frekvencija odvajanja odstupa od vrednosti određene Strouhalovim zakonom. Ova pojava naziva se sinhronizacija ili lock-in. Promena brzine vetra u zoni lock-in ne dovodi nužno do prekida sinhronizacije, već se odvajanje vrtloga nastavlja na sopstvenoj frekvenciji konstrukcije u određenom opsegu brzina [3,4].

Za proračun dinamičkog odgovora usled odvajanja vrtloga u literaturi i standardima postoje dva osnovna pristupa. Prvi, rezonantni metod, koji su razvili Ruscheweyh i Sedlacek [5], zasniva se na konceptu efektivne dužine korelacije. Pretpostavlja se da vrtlozi deluju koherentno samo

duž ograničenog dela konstrukcije, dok ostatak deluje prigušujuće. Amplituda oscilacija određuje se deterministički, pri čemu efektivna dužina korelacije raste sa amplitudom oscilacija, što uvodi nelinearnost u proračun.

Drugi, spektralni metod, zasniva se na stohastičkom modelu koji su razvili Vickery i Basu [6], gde se vrtložna pobuda tretira kao slučajni proces opisan spektralnom gustinom snage. Ovaj model uzima u obzir turbulenciju dolaznog vetra i nekoherentni deo vrtložnih sila kao izvor aerodinamičkog prigušenja.

Modeli za određivanje dinamičkog odgovora usled odvajanja vrtloga primenjeni su i u brojnim međunarodnim standardima za projektovanje vitkih konstrukcija [2]. Spektralna metoda, koja se zasniva na Vickery–Basu modelu [6], deo je CICIND-2011 [8], kanadskog standarda NBCC [9], brazilskog standarda za dejstvo vetra, kao i Pristupa 2 datog u SRPS EN 1991-1-4 [1]. Nasuprot tome, australijsko-novozelandski standard [7] i Pristup 1 iz [1] zasnovani su na Ruscheweyhevom modelu [5].

Iako je Prilog E standarda SRPS EN 1991-1-4 informativnog karaktera, kompleksnost fenomena odvajanja vrtloga i potencijalne posledice po trajnost vitkih konstrukcija čine njegovu primenu inženjerski opravdanom. Sama proračunska procedura zahteva niz međukoraka i iterativnih postupaka koji nisu eksplicitno objašnjeni u standardu. Cilj ovog rada je da na primeru čeličnog reflektorskog stuba visine 39.3 m predstavi praktičnu primenu ove procedure i ukaže na njenu iterativnu prirodu. Analiza je sprovedena za prva dva tona oscilovanja, dok bi potpuna analiza obuhvatila sve tonove za koje je $v_{crit} < 1.25 \cdot v_m$, što prevazilazi okvire ovog rada.

2. METODOLOGIJA PRORAČUNA PREMA SRPS EN 1991-1-4

Osnovni cilj proračuna dinamičkog odgovora usled odvajanja vrtloga je određivanje maksimalne amplitude poprečnih oscilacija $y_{F,max}$. Kao što je pomenuto u uvodu, u ovom radu razmatra se Pristup 1, zasnovan na konceptu efektivne dužine korelacije, prema kome se maksimalna amplituda poprečnih oscilacija računa prema sledećem izrazu [1]:

$$y_{F,max} = b \cdot \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_W \cdot c_{lat} \,, \tag{2}$$

gde je:
b – prečnik referentnog poprečnog preseka u kome dolazi do odvajanja vrtloga,
St – Strouhalov broj,
Sc – Skratonov broj,
K – Koeficijent oblika tona oscilovanja,
Kw – Koeficijent efektivne dužine korelacije,
c_{lat} – koeficijent bočne sile.

2.1. OSNOVNI PARAMETRI I KRITERIJUMI ANALIZE ODVAJANJA VRTLOGA

Osnovni kriterijum po vitkosti je da odnos najveće i najmanje dimenzije u ravni upravnoj na pravac vetra iznosi $h/b>6$. Pored toga neophodno je određivanje kritične brzine vetra $v_{\mathrm{crit,i}}$. To je brzina pri kojoj se frekvencija odvajanja vrtloga izjednačava sa sopstvenom frekvencijom konstrukcije, usled čega dolazi do pojačanog dinamičkog odgovora konstrukcije. Kritična brzina vetra za i-ti ton oscilovanja računa se prema izrazu [1]:

$$v_{crit,i} = \frac{b \cdot f_{i,y}}{St} \,, \tag{3}$$

gde je:
$v_{crit,i}$ – kritična brzina vetra za oblik tona i oscilovanja za savijanje upravno na pravac vetra,
b – dimenzija referentnog poprečnog preseka,

$f_{i,y}$ – sopstvena frekvencija razmatranog i-tog tona oscilovanja za savijanje upravno na pravac vetra.

Prema SRPS EN 1991-1-4, ukoliko je $v_{crit,i} > 1.25 v_m$, gde je v_m karakteristična desetominutna srednja brzina vetra na visini referentnog poprečnog preseka određena prema izrazu 4.3 SRPS EN 1991-1-4 [1], nije potrebno sprovoditi kontrolu odvajanja vrtloga.

2.1.1. Strouhalov broj

Strouhalov broj definisan je u uvodu rada. Za najčešće analizirane, kružne cilindrične poprečne preseke, u široj literaturi se tradicionalno usvaja pojednostavljena vrednost $St = 0.20$ [2]. Uvođenjem aktuelnog standarda SRPS EN 1991-1-4, ova vrednost je fiksirana na 0.18 za sve Rejnoldsove brojeve [1].

2.1.2. Skratonov broj

Skratonov broj predstavlja meru osetljivosti konstrukcije na aeroelastične oscilacije i direktno zavisi od konstrukcijskog prigušenja i mase objekta. Računa se prema sledećem izrazu:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{e,i}}{\rho \cdot b^2}, \tag{4}$$

gde je:
δ_s – konstrukcijsko prigušenje,
$m_{e,i}$ – ekvivalentna masa po jedinici dužine konstrukcije za *i*-ti ton,
ρ – gustina vazduha,
b – dimenzija referentnog poprečnog preseka.

2.1.3. Koeficijent bočne sile

Koeficijent bočne sile c_{lat} je statistička mera intenziteta fluktuacija poprečne sile [2]. Prema SRPS EN 1991-1-4 koeficijent bočne sile zavisi od oblika poprečnog preseka i odnosa kritične brzine za posmatrani ton i srednje brzine u središtu efektivne dužine korelacije $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$. Gde $v_{m,Lj}$ predstavlja karakterističnu desetominutnu srednju brzinu vetra na središtu efektivne dužine korelacije određena prema izrazu 4.3 SRPS EN 1991-1-4 [1].

Za kružne poprečne preseke zavisi i od Rejnoldsovog broja pri kritičnoj brzini za razmatrani ton oscilovanja i dimenziju referentnog preseka definisanog izrazom:

$$Re\,(v_{crit,i}) = \frac{b \cdot v_{crit,i}}{\nu}, \tag{5}$$

gde je:
Re ($v_{crit,i}$) – Rejnoldsov broj pri kritičnoj brzini za i-ti ton oscilovanja,
$v_{crit,i}$ – kritična brzina vetra za oblik tona i oscilovanja za savijanje upravno na pravac vetra,
ν – kinematička viskoznost vazduha.

2.1.4. Efektivna dužina korelacije

Efektivna dužina korelacije L_j definiše prostorni opseg duž ose konstrukcije unutar kojeg se vrtlozi odvajaju sinhronizovano, pa sile u svim tačkama te zone deluju u istom smeru i sabiraju se. Van te zone odvajanje je nesinhronizovano i ukupna rezultujuća sila je zanemarljiva [2].

Efektivna dužina korelacije definisana je u SRPS EN 1991-1-4 kao funkcija referentne širine b i bezdimenzionalnog odnosa $y_{F,max}/b$, gde $y_{F,max}$ predstavlja maksimalnu amplitudu poprečnih oscilacija u referentnom preseku, a b dimenziju referentnog poprečnog preseka.

2.2. UTICAJ MODALNIH KARAKTERISTIKA I EFEKTIVNE MASE

U okviru Pristupa 1, uticaj raspodele mase i forme oscilovanja konstrukcije uzima se u obzir preko normalizovanog oblika tona $\Phi_{i,y}(s)$. Ovi uticaji u konačni izraz za amplitudu pomeranja ulaze kroz dva ključna modalna parametra: efektivnu masu po jedinici dužine i faktor oblika tona.

2.2.1. Ekvivalentna masa po jedinici dužine

Ekvivalentna masa po jedinici dužine $m_{e,i}$ kvantifikuje efektivno učešće mase konstrukcije u dinamičkom odgovoru u i-tom tonu oscilovanja. Određuje se prema Prilogu F.4 standarda [1]:

$$m_{e,i} = \frac{\int_0^{\ell_j} m(s) \cdot \Phi_{i,y}^2(s)\, ds}{\int_0^{\ell_j} \Phi_{i,y}^2(s)\, ds} \tag{6}$$

Normirani oblik tona oscilovanja $\Phi_{i,y}(s)$ opisuje relativnu raspodelu poprečnih pomeranja duž ose konstrukcije u i-tom tonu oscilovanja, pri čemu je maksimalna vrednost normirana na jedinicu prema zahtevima tačke E.1.4. [1]. Kvadrat normiranog oblika tona $\Phi^2_{i,y}(s)$ predstavlja težinski koeficijent. Masa elementa konstrukcije na visini s doprinosi ekvivalentnoj masi srazmerno kvadratu svog ugiba u razmatranom obliku tona.

2.2.2. Koeficijent oblika tona oscilovanja

Koeficijent oblika tona oscilovanja K matematički je parametar koji proističe iz izvođenja rezonantnog modela i nema neposredno fizičko tumačenje [2]. Određuje se integracijom oblika tona oscilovanja po zonama između čvorova oblika oscilovanja, prema izrazu:

$$K = \frac{\sum_{j=1}^{m} \int_{\ell_j} |\Phi_{i,y}(s)| ds}{4\pi * \int_0^{\ell_j} \Phi_{i,y}^2(s)\, ds}, \tag{7}$$

gde ℓ_j prema SRPS EN 1991-1-4 predstavlja dužinu konstrukcije između dve prevojne tačke, za konzole standard propisuje da je ova dužina jednaka visini konzolnog elementa.

2.3. KOEFICIJENT EFEKTIVNE DUŽINE KORELACIJE

Koeficijent K_W predstavlja normalizovanu meru razvijenosti oblika tona oscilovanja unutar efektivne dužine korelacije L_j u odnosu na oblik oscilovanja duž cele konstrukcije. Prikazan je sledećom formulom u SRPS EN 1991-1-4 [1]:

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^{n} \int_{L_j} |\Phi_{i,y}(s)| ds}{\sum_{i=1}^{m} \int_{l_i} |\Phi_{i,y}(s)| ds} \leq 0.6 \tag{8}$$

2.4. ITERATIVNI POSTUPAK ODREĐIVANJA MAKSIMALNE AMPLITUDE POPREČNIH OSCILACIJA

Postupak proračuna maksimalne amplitude poprečnih oscilacija po svojoj prirodi je iterativan, iako SRPS EN 1991-1-4 to ne definiše eksplicitno. Iz izraza (2) sledi da $y_{F,max}$ zavisi od koeficijenata c_{lat} i K_w, koji su prema Tabelama E.3 i E.4 [1] definisani u funkciji efektivne dužine korelacije L_j. Efektivna dužina korelacije je pak prema Tabeli E.4 [1] definisana u funkciji bezdimenzionalne amplitude y_F/b, iste veličine koja predstavlja traženi rezultat proračuna. Iterativni postupak i kriterijum konvergencije nisu propisani već proističu iz međuzavisnosti ovih veličina. Postupak je sledeći: pretpostavlja se vrednost y_F/b, određuje se L_j, a zatim K_w i c_{lat}, što omogućava proračun nove vrednosti y_F/b. Postupak se ponavlja do konvergencije, koja se može usvojiti kada je razlika između dve uzastopne iteracije manja od 1‰.

3. NUMERIČKI PRIMER

Numerički primer prikazuje proračunsku proceduru na čeličnom konusnom reflektorskom stubu ukupne visine 39.3 m, za slučaj analize u fazi izgradnje bez reflektorske opreme.

3.1. OPIS KONSTRUKCIJE I GEOMETRIJSKE KARAKTERISTIKE

Analizira se čelični konusni reflektorski stub ukupne visine h = 39.3 m, sastavljen od pet segmenata promenljivog kružnog šupljeg poprečnog preseka (Tabela 1). Materijal je čelik (E = 210 GPa, $\rho_č$ = 7850 kg/m³).

Tabela 1: Geometrijske karakteristike konstrukcije

Segment	$z_{poč}$ [m]	z_{kraj} [m]	D_{baza} [mm]	D_{vrh} [mm]
MK-1	0	6.5	1157	995
MK-2	6.5	16.3	1009	764
MK-3	16.3	25.9	778	538
MK-4	25.9	35	553	325
MK-5	35	39.3	325	325

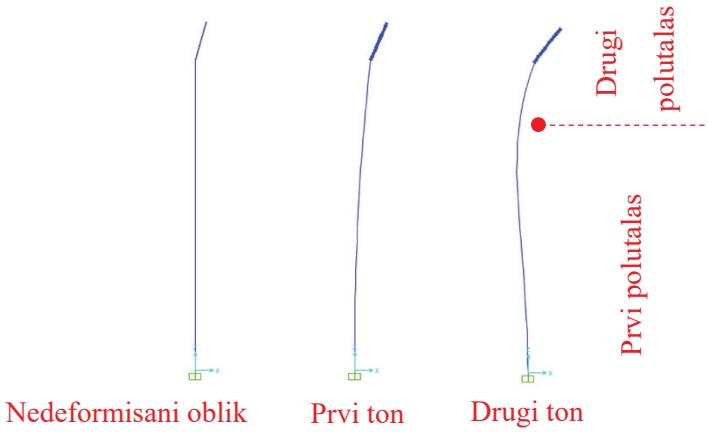
Ulazni parametri preuzeti su u skladu sa standardom SRPS EN 1991-1-4 i njegovim nacionalnim prilogom: fundamentalna osnovna brzina vetra $v_{b,0}$ = 19 m/s, u skladu sa lokacijom, kategorija terena II (z_0 = 0.05 m), gustina vazduha ρ = 1.25 kg/m³, koeficijent pravca c_{dir} = 1.00, koeficijent sezonskog dejstva c_{season} = 1.00, koeficijent topografije c_0 = 1.00. Dimenzije konstrukcije zadovoljavaju uslov vitkosti za analizu odvajanja vrtloga propisan prema SRPS EN 1991-1-4, h/b>6.

3.2. MODALNA ANALIZA

Sopstvene frekvencije i oblici oscilovanja dobijeni su iz modela razvijenog u komercijalnom softveru SAP2000, zasnovanom na metodu konačnih elemenata. Primenjen je gredni model, odnosno stub je modeliran linijskim elementima sa odgovarajućim graničnim uslovima:

- prvi ton: f_1 = 0.72 Hz
- drugi ton: f_2 = 2.62 Hz

Za prvi ton maksimalno pomeranje javlja se na vrhu stuba (z = 39.3 m), a za drugi ton u čvorovima na visinama z = 25.9 m i z = 39.3 m.



Slika 2: Prikaz tonova oscilovanja konstrukcije

3.3. PRORAČUN PREMA PRILOGU E STANDARDA SRPS EN 1991-1-4

3.3.1. Kritična brzina vetra

Proračun je sproveden prema proceduri opisanoj u poglavlju 2. Kritična brzina vetra $v_{crit,i}$ određena je prema izrazu (3), pri čemu je za kružni cilindrični presek usvojen Strouhalov broj St = 0.18 prema preporukama.

Referentni poprečni presek b usvaja se u tački maksimalne defleksije oblika tona. Za drugi ton postoje dva preseka sa različitim referentnim širinama preseka, te se analiza sprovodi za oba.

Tabela 2: Kritične brzine i karakteristični preseci

ton	f_i[Hz]	b [mm]	Strouhalov broj	$v_{crit,i}$[m/s]	$1.25v_m$	$v_{crit,i}<1.25v_m$
1	0.72	325	0.18	1.30	30.09	da
2	2.62	325	0.18	4.74	30.09	da
2	2.62	552.5	0.18	8.06	28.2	da

3.3.2. Ekvivalentna masa po jedinici dužine

Ekvivalentna masa po jedinici dužine određena je numeričkom integracijom prema izrazu (6) datim u Prilogu F.4 standarda. Integral je aproksimiran sumom po čvorovima modela prema pripadajućoj dužini. Dobijene vrednosti po tonovima su: $m_{e,I}$ = 93.01 kg/m i $m_{e,II}$ = 113.64 kg/m.

3.3.3. Skratonov broj i Rejnoldsov broj

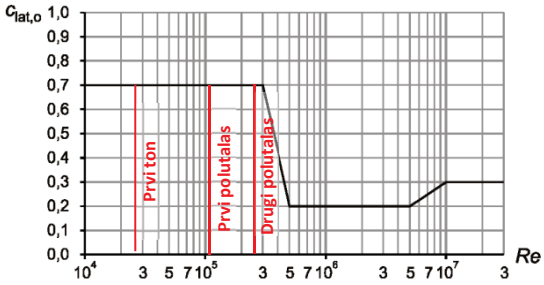
Pri proračunu je usvojen logaritamski dekrement konstrukcijskog prigušenja δ_S u skladu sa tipom konstrukcije prema tabeli F.2 [1]. Rejnoldsov broj za v_{crit} određen je prema izrazu (5).

Tabela 3: Proračun Skratonovog i Rejnoldsovog broja

ton	b [mm]	m_e [kg/m]	$\rho_{vazduha}$ [kg/m3]	δ_S	Sc	$v_{crit,i}$[m/s]	$Re(v_{crit})$ [10^4]
1	325	93.01	1.25	0.012	16.91	1.30	2.81
2	325	113.64	1.25	0.012	20.66	4.74	10.27
2	552.5	113.64	1.25	0.012	7.15	8.06	29.67

3.3.4. Koeficijent bočne sile

Osnovna vrednost koeficijenta bočne sile $c_{lat,0}$ očitana je sa Slike 3 [1] u funkciji Rejnoldsovog broja pri kritičnoj brzini vetra. Za sve slučajeve kada je $Re < 3\cdot10^5$, što odgovara platou na dijagramu, usvaja se $c_{lat,0}$ = 0.70.

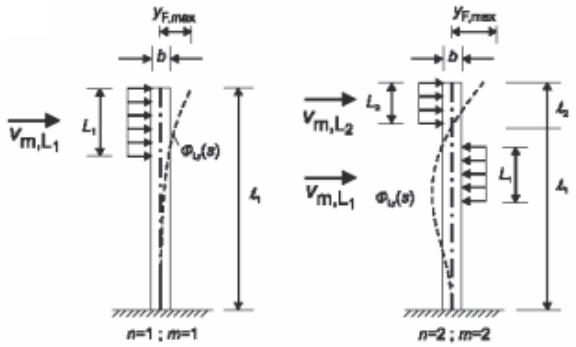


Slika 3: Očitavanje koeficijenta $c_{lat,0}$

Finalni koeficijent c_{lat} određuje se prema Tabeli E.3 [1] u funkciji odnosa $v_{crit,i}/v_{m,Lj}$, a efektivna dužina korelacije L_j prema Tabeli E.4 [1], u skladu sa opisanim iterativnim postupkom.

U svim tonovima početna pretpostavka je da je odnos $y_{F,max}/b$ < 0.1. Tada je prema Tabeli E.4 [1] efektivna dužina korelacije *Lj=6b.*

3.3.5. Koeficijenti oblika tona K i efektivne dužine korelacije K_W



Slika 4: Položaj efektivnih dužina korelacije [1]

Koeficijent oblika tona *K* određen je numeričkom integracijom prema izrazu (7), trapeznom metodom po čvorovima modela. Dobijene vrednosti su za prvi ton *K* = 0.129 i za drugi ton *K* = 0.16. Koeficijent K_w određen je numeričkom integracijom prema izrazu (8), a integral je takođe aproksimiran trapeznom metodom po čvorovima modela. Za drugi ton, sa dva polutalasa sa različitim referentnim širinama preseka, integracija je sprovedena po efektivnim dužinama korelacije oba polutalasa. $L_{j,gornji}$ = 6·0.325 = 1.95m i $L_{j,donji}$ = 6·0.5525 = 3.315 m. Dužine korelacije su postavljene prema Slici 4: $K_{W,prvi\ ton}$ = 0.145 i $K_{W,drugi\ ton}$ = 0.275, za prvu iteraciju.

3.3.6. Maksimalna amplituda oscilovanja $y_{F,MAX}$

Maksimalna amplituda poprečnih oscilacija $y_{F,max}$ određena je prema izrazu (2). Kompletni rezultati proračuna prikazani su u Tabeli 4.

Tabela 4: Proračun maksimalnih amplituda

	I ton	II ton - gornji polutalas	II ton - donji polutalas
$f_{i,y}$ [Hz]	0.72	2.62	2.62
b [mm]	325	325	552.5
$c_{lat,0}$	0.70	0.70	0.70
$v_{crit}/v_{m,Lj}$	0.032	0.159	0.290
c_{lat}	0.70	0.70	0.70
K	0.129	0.16	0.16
K_W	0.145	0.275	0.275
$y_{F,max}$ [mm]	7.5	15.77	73.48

Provera pretpostavke y_F/b < 0.1 pokazala je da je za prvi ton i gornji polutalas drugog tona dobijena vrednost y_F/b manja od 0.1, čime je početna pretpostavka potvrđena i iteracija nije bila potrebna. Za donji polutalas drugog tona oscilovanja, izračunata vrednost y_F/b = 0.133 prevazilazi pretpostavljeni opseg y_F/b < 0.1, te je neophodno sprovesti dodatne iterativne korake. Iterativni postupak je opisan u 2.4, a prikazan u Tabeli 5.

Tabela 5: Iterativni postupak

Iteracija	$(y_F/b)_{pretpostavljeno}$	K_w	$(y_F/b)_{dobijeno}$	$y_{F,max}$ [mm]
1	< 0.1	0.275	0.133	73.48
2	0.133	0.282	0.136	75.14
3	0.136	0.2828	0.13672	75.54
4	0.13672	0.2831	0.13687	75.62
5	0.13687	0.28312	0.136883	75.63

Za donji polutalas drugog tona oscilovanja iterativni postupak je konvergirao u četvrtoj iteraciji, pri čemu je usvojena konačna amplituda $y_{F,max}$ = 75.63 mm, što odgovara opsegu 0.1 < y_F/b < 0.6. Može se primetiti da je primenom iterativnog postupka $y_{F,max}$ povećano, i ovo povećanje iznosi oko 3%.

4. ANALIZA REZULTATA I ZAKLJUČAK

U radu je prikazana procedura proračuna maksimalnih amplituda poprečnih oscilacija vitke konzolne konstrukcije promenljivog kružnog poprečnog preseka usled odvajanja vrtloga, prema Pristupu 1 iz Priloga E standarda SRPS EN 1991-1-4, na primeru reflektorskog stuba visine 39.3 m u fazi izgradnje.

Kritične brzine vetra za oba posmatrana tona oscilovanja nalaze se u opsegu od 1.30 m/s do 8.06 m/s, ispod karakteristične srednje brzine vetra na lokaciji na datoj visini preseka konstrukcije, dakle rezonantni efekti su mogući i kontrola je neophodna.

Analiza je potvrdila da proračunska procedura po svojoj prirodi zahteva iterativni postupak, koji proističe iz međuzavisnosti amplitude oscilacija y_F i efektivne dužine korelacije L_j. Za donji polutalas drugog tona, iteracija je konvergirala u četvrtoj iteraciji na vrednost $y_{F,max}$ = 75.63 mm, što je za oko 3% više od vrednosti dobijene pri početnoj pretpostavci malih amplituda. Ovo ukazuje da zanemarivanje iterativnog postupka vodi ka nekonzervativnim rezultatima.

Prikazana procedura omogućava pouzdano određivanje maksimalnih amplituda poprečnih oscilacija usled odvajanja vrtloga i predstavlja osnovu za dalju procenu dinamičkog odgovora i zamora vitkih čeličnih konstrukcija. Buduća istraživanja mogu biti usmerena ka povezivanju proračuna prema Prilogu E sa analizom zamora, kao i poređenju rezultata sa numeričkim i eksperimentalnim ispitivanjima.

ACKNOWLEDGMENTS

This research is financially supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the project 200092.

REFERENCES

[1] SRPS EN 1991-1-4: 2012: Еврокод 1: Дејства на конструкције — Део 1-4: Општа дејства — Дејства ветра. Институт за стандардизацију Србије, Београд, 2012.

[2] Rakočević M., Popović S. Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures, Journal of Civil Engineering, DOI: 10.14256/JCE.2125.2017, 2017.

[3] Simiu E, Scanlan RH. Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons; 1996.

[4] S. Brčić. Uticaj vetra na konstrukcije, Savremeni problemi dinamike inženjerskih konstrukcija, pages 581-693. JGC, GRF, Beograd, 1982.

[5] Ruscheweyh, H., Sedlacek, G.: Cross-wind vibrations of steel stacks - Critical comparisons between some recently proposed codes, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 33 (1988), pp. 173-183.

[6] Vickery, B.J., Basu, R.I.: Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part I - Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 12 (1983), pp. 49-73.

[7] AS/NZS 1170.2:2002, Australian/New Zealand Standard, Structural design actions, Part 2: Wind Actions, 2005.

[8] Model Code for Steel Chimneys - the CICIND Chimney Standard, ISBN 1-902998-16-2, Revision 2010, Zürich, Switzerland.

[9] NRCC 48192, National Research Council Canada, User´s Guide NBC 2005 Structural Commentaries (Part 4 of Division B), ISBN 0-660-19506-2, 1993.

S-9
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026020M

Mila Mladenović[1], Ivica Vićovac[2]

DEVELOPMENT OF DIGITAL TOOLS FOR AUTOMATING STRUCTURAL DESIGN WORKFLOWS

Summary: Modern structural design increasingly relies on digital tools and automation to improve efficiency and reliability in structural analysis and engineering documentation. This paper presents a set of internally developed tools, plug-ins, and scripts aimed at improving workflows in FEM software used in structural engineering, including ETABS, SAFE, and Robot Structural Analysis. The tools automate analysis and post-processing tasks such as importing CAD geometry into analysis models, exporting results, generating automated Excel reports, and producing graphical outputs for engineering documentation. Many of these tools are developed as custom C# plug-ins using software APIs, enabling direct interaction with analysis models and results. The application of these tools improves workflow efficiency, reduces the potential for manual errors, and facilitates faster post-processing and documentation of engineering results.

Keywords: automation, interoperability, structural analysis models, digital workflows

RAZVOJ DIGITALNIH ALATA ZA AUTOMATIZACIJU PROCESA PROJEKTOVANJA KONSTRUKCIJA

Rezime: Savremeno projektovanje konstrukcija se sve više oslanja na digitalne alate i automatizaciju u cilju povećanja efikasnosti i pouzdanosti proračuna i izrade tehničke dokumentacije. U radu su predstavljeni interni alati i skripte razvijene sa ciljem unapređenja radnih tokova u odabranim komercijalnim FEM softverima koji se koriste u projektovanju konstrukcija. Predstavljeni alati automatizuju zadatke vezane za analizu i postprocesiranje rezultata, kao što su uvoz geometrije u FE modele, izvoz rezultata, generisanje izveštaja, kao i kreiranje grafičkih prikaza za potrebe tehničke dokumentacije. Veći deo alata razvijeni su kao prilagođeni C# plug-in moduli korišćenjem softverskih API interfejsa, čime je omogućena direktna interakcija sa proračunskim modelima i rezultatima analize. Primena alata povećava efikasnost pri analizi konstrukcija, smanjuje mogućnost pojave grešaka i omogućava brže postprocesiranje i dokumentovanje rezultata.

Ključne reči: automatizacija, interoperabilnost, proračunski modeli, digitalni tok projektovanja

[1] Whitby Wood Popović, Beograd, Srbija, m.mladenovic@whitbywood.com
[2] Whitby Wood Popović, Beograd, Srbija

1. UVOD

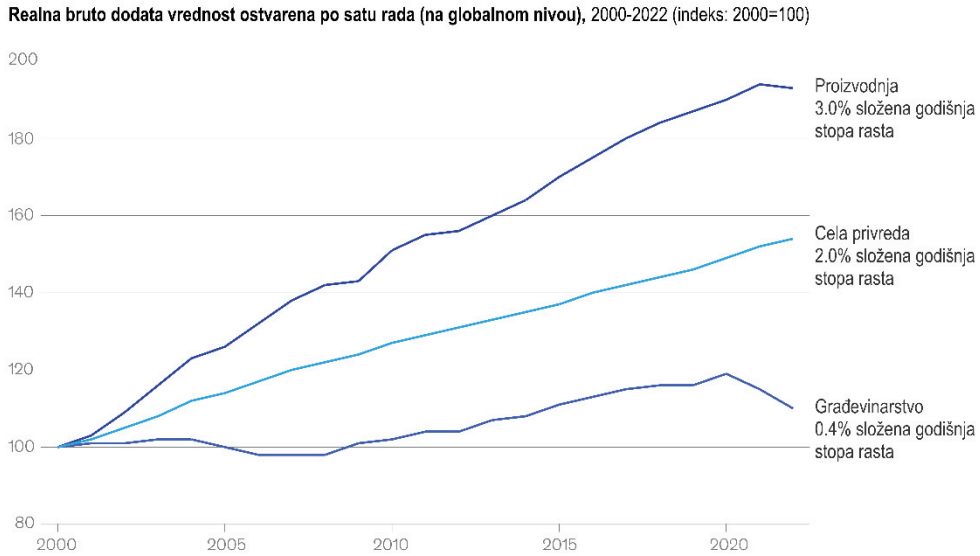
Projektanti konstrukcija danas rade u uslovima kratkih rokova, velikog broja iteracija i čestih promena projektnih zahteva, pri čemu se značajan deo vremena i dalje troši na rutinske aktivnosti, obradu podataka i pripremu dokumentacije. Automatizacija ovih procesa predstavlja jedan od ključnih pravaca za povećanje efikasnosti projektovanja, smanjenje mogućnosti nastanka grešaka i omogućavanje inženjerima da više vremena posvete aktivnostima koje zahtevaju stručno znanje i donošenje odluka. Razvoj digitalnih tehnologija, uključujući programske interfejse (API), platforme za povezivanje različitih softverskih paketa i veštačku inteligenciju, omogućio je razvoj velikog broja rešenja za automatizaciju projektantskih procesa.

Cilj ovog rada je da prikaže značaj i mogućnosti automatizacije procesa projektovanja konstrukcija kroz razvoj internih digitalnih alata zasnovanih na postojećim softverskim paketima i njihovim programskim interfejsima. Na osnovu prikazanih primera razmatraju se različiti pristupi automatizaciji aktivnosti u oblasti modeliranja, analize, dimenzionisanja, obrade rezultata i pripreme tehničke dokumentacije, kao i njihove prednosti i ograničenja u odnosu na postojeća rešenja za interoperabilnost i povezivanje inženjerskih softverskih alata.

2. PRODUKTIVNOST U GRAĐEVINSKOJ INDUSTRIJI

Produktivnost je mera efikasnosti kojom se resursi koriste za proizvodnju dobara ili usluga, odnosno odnos između ostvarenog izlaza i utrošenih resursa [1]. U građevinskoj industriji produktivnost se često posmatra kroz količinu ostvarene vrednosti ili izvršenog posla u odnosu na utrošeno vreme rada.

Prema istraživanju kompanije McKinsey (2024), građevinska industrija se već duži niz godina suočava sa stagnacijom produktivnosti, uprkos rastućoj potražnji za izgradnjom objekata i infrastrukturnih sistema [2].



Slika 1: Grafikon trenda produktivnosti u različitim industrijama

Kao glavni uzroci navode se nedovoljna standardizacija procesa, ograničen prenos uspešnih praksi između projekata i nizak stepen usvajanja produktivnijih metoda rada, dok u pojedinim zemljama dodatni izazov predstavlja i nedostatak kvalifikovane radne snage. Produktivnost građevinske industrije dodatno je ograničena činjenicom da se projekti ne ponavljaju u

identičnom obliku. Za razliku od proizvodnih industrija, gde je moguće optimizovati serijsku proizvodnju i razvijati prototipe, građevinski objekti predstavljaju jedinstvene proizvode, što otežava standardizaciju i prenos iskustava između projekata.

Uprkos značajnim ulaganjima u digitalne tehnologije, njihov uticaj na produktivnost još uvek izostaje. Alati poput BIM-a doprinose pre svega kontroli procesa i upravljanju rizicima, dok automatizacija i veštačka inteligencija, koje direktno utiču na produktivnost, još uvek nisu široko primenjene [2].

Iako se produktivnost najčešće povezuje sa fazom izvođenja, značajan deo njenog potencijala određuje se tokom projektovanja. Odluke donete u ranim fazama utiču na složenost konstrukcije, potrebne ljudske i materijalne resurse (a samim tim i na održivost), trajanje radova i primenu standardizovanih rešenja, pa unapređenje efikasnosti inženjerskog rada u fazi projektovanja predstavlja važan faktor za povećanje ukupne produktivnosti [3][4].

3. AUTOMATIZACIJA

3.1. AUTOMATIZACIJA PROCESA PROJEKTOVANJA KONSTRUKCIJA

Kako se značajan deo vremena projektanata troši na rutinske i ponavljajuće aktivnosti, automatizacija se nameće kao prirodan alat za povećanje produktivnosti. Uloga automatizacije nije samo povećanje produktivnosti kroz smanjenje vremena potrebnog za izvršavanje pojedinačnih zadataka, već i unapređenje kvaliteta rezultata, smanjenje mogućnosti nastanka grešaka i omogućavanje razmatranja većeg broja projektnih varijanti u okviru raspoloživih resursa. Na taj način automatizacija može indirektno doprineti i povećanju produktivnosti u fazi izvođenja kroz donošenje kvalitetnijih projektantskih odluka i efikasnije korišćenje resursa [5].

Značajan deo grešaka pri projektovanju se javlja tokom prenosa informacija između arhitektonskih i analitičkih modela, zbog čega automatizacija razmene podataka postaje jednako važna kao i automatizacija samog proračuna [6].

Iako su alati za automatizaciju prisutni u projektantskoj praksi već duži niz godina, njihova primena je često ograničena na pojedinačne skripte, proračunske tabele ili specijalizovane alate koje koristi mali broj ljudi. Takva rešenja mogu doneti značajne koristi pojedincima, ali njihov uticaj na nivou organizacije često ostaje ograničen. Dodatni problem predstavlja činjenica da se razmena podataka između različitih disciplina i softverskih paketa i dalje u velikoj meri oslanja na manuelne procedure, što dovodi do neefikasnosti i povećava mogućnost nastanka grešaka. Automatizacija razmene podataka stoga smanjuje potrebu za ponovnim unosom informacija i ubrzava prelazak između softverskih alata.

3.2. KARAKTERISTIKE PROCESA POGODNIH ZA AUTOMATIZACIJU

Najveći potencijal za automatizaciju imaju zadaci koji se često ponavljaju, zasnovani su na jasno definisanim pravilima i zahtevaju značajno vreme za izvršavanje. U procesu projektovanja konstrukcija takve aktivnosti uključuju prenos podataka između softverskih paketa, obradu rezultata analiza, generisanje modela, proveru projektnih zahteva i pripremu dokumentacije.

Uspešna automatizacija ovakvih aktivnosti zahteva postojanje jasno definisanih i dosledno primenjenih pravila rada. Da bi automatizovani procesi bili pouzdani i omogućili dalji razvoj digitalnih alata, neophodno je uspostaviti određeni nivo standardizacije projektantskih postupaka, uključujući način modeliranja, imenovanje kombinacija opterećenja, organizaciju i označavanje elemenata, kao i strukturu podataka unutar modela. Što su pravila rada konzistentnija i bolje poznata svim učesnicima u procesu, to su mogućnosti za automatizaciju veće, a razvijena rešenja pouzdanija i lakša za održavanje.

Aktivnosti koje zahtevaju donošenje složenih inženjerskih odluka, procenu rizika ili kreativno rešavanje problema teže se automatizuju. Zbog toga se automatizacija najčešće koristi za podršku projektantu, oslobađajući vreme za aktivnosti koje zahtevaju stručno znanje i iskustvo.

Vrednost automatizovanog rešenja može se posmatrati kao proizvod njegove upotrebe i uticaja. Drugim rečima, najveću vrednost ostvaruju alati koji se često koriste ili imaju značajan uticaj na kvalitet, brzinu i pouzdanost procesa projektovanja, a idealno oba istovremeno. Ovakav pristup može biti koristan prilikom identifikacije procesa koji imaju najveći potencijal za automatizaciju [7].

3.3. RAZVOJ DIGITALNIH ALATA ZA AUTOMATIZACIJU PROCESA

Razvoj automatizacije u inženjerskoj praksi može se posmatrati kao prelazak od jednostavnih alata za automatizaciju pojedinačnih zadataka ka integrisanim i inteligentnim sistemima. Ovaj razvojni put obuhvata upotrebu proračunskih tabela, pisanje skripti i vizuelnog programiranja, zatim povezivanje različitih softverskih paketa putem API interfejsa, kao i razvoj multidisciplinarnih platformi i sistema zasnovanih na optimizaciji i veštačkoj inteligenciji. Na taj način automatizacija postepeno prerasta iz podrške pojedinačnim aktivnostima u alat za unapređenje celokupnog procesa projektovanja [7].

Primeri automatizovanih procesa prikazani u ovom radu razvijeni su korišćenjem programskih interfejsa (API) dostupnih u softverskim paketima SAFE, ETABS, Revit, Robot Structural Analysis, AutoCAD i Microsoft Excel [8]. Razvijena rešenja obuhvataju dodatke (plug-in) koji se pokreću unutar navedenih softverskih paketa, samostalne aplikacije koje se izvršavaju nezavisno od osnovnog softvera, kao i skripte za automatizaciju procesa. Za razvoj alata korišćeni su programski jezici C#, Python i VBA, u zavisnosti od zahteva konkretnog zadatka i mogućnosti integracije sa odgovarajućim softverskim paketom.

3.4. OTPORNOST I ADAPTABILNOST AUTOMATIZOVANIH PROCESA

Otpornost sistema ne zavisi isključivo od njegove sposobnosti da spreči pojavu grešaka, već od sposobnosti da nastavi sa radom i prilagodi se promenama tokom vremena. U okviru pristupa otpornog projektovanja izdvajaju se četiri karakteristike koje su relevantne i za automatizovane procese projektovanja: mogućnost oporavka, robusnost, adaptabilnost i skalabilnost [9].

Mogućnost oporavka predstavlja sposobnost procesa da se vrati u funkcionalno stanje nakon pojave greške. Robusnost označava pouzdano funkcionisanje uprkos promenama ulaznih podataka i neočekivanim situacijama. Adaptabilnost se odnosi na sposobnost prilagođavanja promenama projektnih zahteva, procedura i softverskog okruženja, dok skalabilnost predstavlja mogućnost proširenja funkcionalnosti i primene procesa na nove zadatke bez značajnih izmena osnovne logike.

3.5. ULOGA VEŠTAČKE INTELIGENCIJE U RAZVOJU AUTOMATIZOVANIH PROCESA

Veštačka inteligencija poslednjih godina počinje da nalazi sve širu primenu u projektovanju konstrukcija, uključujući generisanje i optimizaciju projektnih rešenja, automatizovanu proveru usklađenosti sa propisima, procenu performansi konstrukcija i podršku donošenju projektantskih odluka. Međutim, njen značaj ne ogleda se samo u direktnom izvršavanju inženjerskih zadataka. Sve veću primenu nalazi i kao podrška razvoju digitalnih alata i automatizovanih procesa, omogućavajući inženjerima da brže razvijaju, testiraju i prilagođavaju sopstvena softverska rešenja [10].

U okviru ovog rada veštačka inteligencija korišćena je upravo na ovaj indirektan način. Prikazani alati ne koriste funkcionalnosti zasnovane na veštačkoj inteligenciji, već su razvijeni korišćenjem konvencionalnih programskih metoda i programskih interfejsa postojećih softverskih paketa. Veštačka inteligencija je korišćena kao pomoć pri razvoju i implementaciji ovih rešenja, čime je ubrzan proces razvoja alata namenjenih automatizaciji svakodnevnih projektantskih aktivnosti.

4. PRIMERI AUTOMATIZACIJE U PRAKSI

U skladu sa principima opisanim u prethodnim poglavljima, najveći potencijal za automatizaciju imaju aktivnosti koje se često ponavljaju, zasnovane su na jasno definisanim pravilima i zahtevaju značajan utrošak vremena pri manuelnom izvršavanju. U projektovanju konstrukcija takvi zadaci najčešće uključuju prenos podataka između različitih softverskih paketa, generisanje i obradu analitičkih modela, obradu rezultata analiza, pripremu dokumentacije i proveru projektnih rešenja.

U nastavku su prikazani primeri internih digitalnih alata razvijenih za automatizaciju prenosa geometrije i opterećenja iz BIM modela u analitičke modele, proračuna proboja, generisanja šema armiranja i vizualizacije rezultata analiza. Pored prikazanih primera, razvijeni su i alati za automatski izvoz sila u šipovima, generisanje opterećenja na osnovu planova opterećenja, kreiranje tačaka za očitavanje napona smicanja na krajevima zidova, generisanje geometrije rešetkastih sistema u postojećim ETABS modelima, kao i za dimenzionisanje armiranobetonskih zidova u seizmičkim područjima prema zahtevima Evrokoda 8, uključujući automatsko određivanje izmenjenih dijagrama momenata savijanja i transverzalnih sila. Iako se ovi alati razlikuju po nameni i načinu implementacije, zajednička karakteristika im je smanjenje manuelnog rada, ubrzanje ponavljajućih aktivnosti i povećanje konzistentnosti projektantskih procesa.

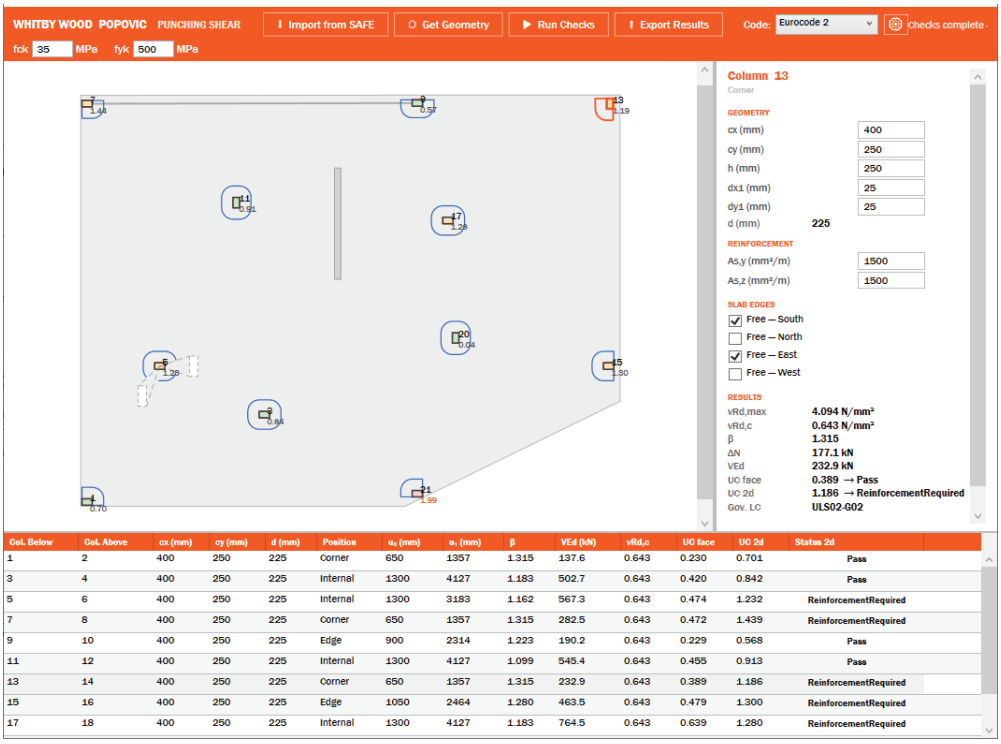
4.1. PRENOS GEOMETRIJE I OPTEREĆENJA IZ BIM U ANALITIČKI MODEL

Autodesk Revit predstavlja jedan od najčešće korišćenih BIM softverskih paketa u zgradarstvu. Revit model sadrži informacije o geometriji objekta i gravitacionim opterećenjima, koje je potrebno preneti u analitički model radi proračuna konstrukcije. Ukoliko se ovaj proces obavlja ručno, najčešće podrazumeva višestruko precrtavanje geometrije i prenos podataka između različitih softverskih paketa, što je vremenski zahtevno i povećava mogućnost nastanka grešaka. U cilju automatizacije ovog postupka razvijen je sistem koji omogućava kontrolu od strane inženjera uz značajnu uštedu vremena i povećanje preciznosti prenetih podataka.

Proces započinje generisanjem pojednostavljene reprezentacije konstrukcijskih elemenata u programu Revit, pri čemu se elementi svode na linije i šrafure koje sadrže informacije o dimenzijama i opterećenjima. Ovaj korak realizovan je pomoću skripte razvijene u programu Dynamo, vizuelnom programskom okruženju koje predstavlja sastavni deo Autodesk Revit softvera i omogućava automatizaciju zadataka i pristup podacima BIM modela. Nakon toga geometrija se izvozi u DXF format, gde su po potrebi moguće manje korekcije modela. U završnom koraku, dodaci razvijeni u programskom jeziku C# za programe ETABS i SAFE automatski preuzimaju geometriju i prateće podatke iz DXF datoteke i formiraju analitički model. Na taj način eliminiše se veliki deo manuelnog rada, višestruko se ubrzava izrada modela i smanjuje mogućnost grešaka prilikom prenosa podataka između BIM i analitičkog okruženja.

4.2. AUTOMATIZACIJA PRORAČUNA PROBOJA

Proračun proboja predstavlja vremenski zahtevan proces koji često podrazumeva manuelni prenos geometrije i rezultata analiza iz različitih proračunskih modela u pomoćne alate za proveru ploče oko svakog pojedinačnog stuba. U praksi je za pravilno dimenzionisanje često potrebno kombinovati globalne uticaje, poput dejstava vetra i seizmike, dobijene iz modela cele konstrukcije, sa lokalnim uticajima i geometrijom ploča dobijenim iz modela ploče. U prikazanom primeru globalni uticaji preuzimaju se iz ETABS modela, dok se geometrija i lokalni rezultati preuzimaju iz SAFE modela. U cilju ubrzanja ovog postupka razvijen je alat koji automatski preuzima potrebne podatke iz SAFE i ETABS modela, sprovodi proračun proboja za sve stubove i rezultate prikazuje numerički i grafički. Na taj način značajno se smanjuje vreme potrebno za proveru velikog broja elemenata, olakšava identifikacija kritičnih zona i automatizuje priprema dokumentacije i priloga za potrebe projektnih izveštaja.



Col. Below	Col. Above	cx (mm)	cy (mm)	d (mm)	Position	u_0 (mm)	u_1 (mm)	β	VEd (kN)	$vRd_{,c}$	UC face	UC 2d	Status 2d
1	2	400	250	225	Corner	650	1357	1.315	137.6	0.643	0.230	0.701	Pass
3	4	400	250	225	Internal	1300	4127	1.183	502.7	0.643	0.420	0.842	Pass
5	6	400	250	225	Internal	1300	3183	1.162	567.3	0.643	0.474	1.232	ReinforcementRequired
7	8	400	250	225	Corner	650	1357	1.315	282.5	0.643	0.472	1.439	ReinforcementRequired
9	10	400	250	225	Edge	900	2314	1.223	190.2	0.643	0.229	0.568	Pass
11	12	400	250	225	Internal	1300	4127	1.099	545.4	0.643	0.455	0.913	Pass
13	14	400	250	225	Corner	650	1357	1.315	232.9	0.643	0.389	1.186	ReinforcementRequired
15	16	400	250	225	Edge	1050	2464	1.280	463.5	0.643	0.479	1.300	ReinforcementRequired
17	18	400	250	225	Internal	1300	4127	1.183	764.5	0.643	0.639	1.280	ReinforcementRequired

Slika 2: Interfejs interno razvijenog softvera za proračun proboja ploče

4.3. GENERISANJE ŠEME ARMIRANJA PLOČA

Šeme armiranja predstavljaju korak između faze proračuna konstrukcije i izrade detaljnih crteža armature. Njihova svrha je da na pregledan način prikažu raspored i prostiranje potrebne armature na osnovu rezultata analize i dimenzionisanja konstrukcije. Posebno su značajne u slučajevima kada izradu detalja armiranja ne vrši ista inženjerska firma koja je radila analizu konstrukcije, jer predstavljaju osnovu za dalju razradu detalja.

Izrada ovih šema često se obavlja ručno na osnovu rezultata dobijenih iz SAFE modela. Proces podrazumeva identifikaciju zona u kojima je, pored usvojene osnovne armature ploče, potrebna dodatna armatura, određivanje njihovog prostiranja na osnovu rezultata iz traka armiranja, kao i produženje armature za dužinu sidrenja i liniju zatežućih sila.

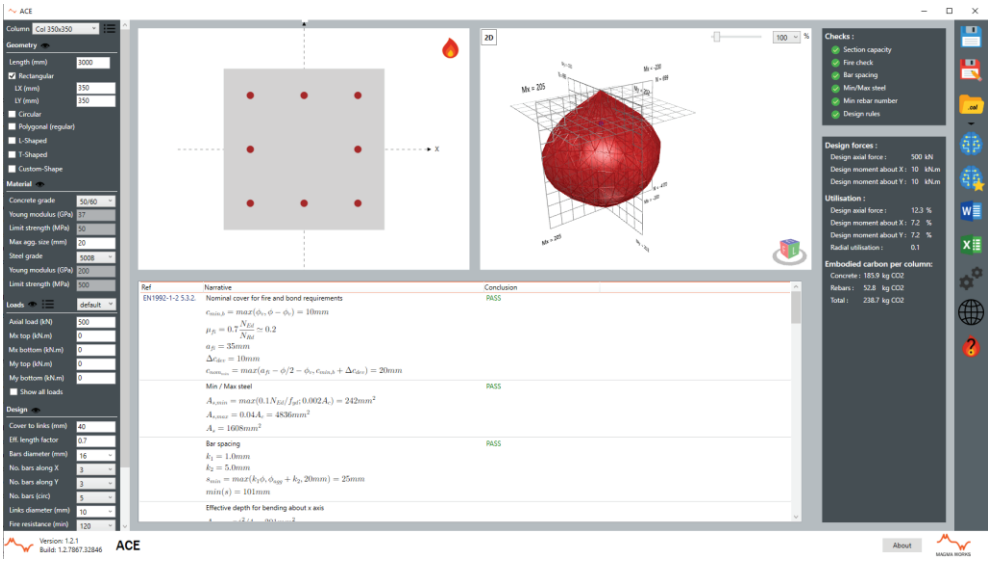
U cilju automatizacije ovog postupka razvijen je alat koji direktno preuzima potrebne podatke iz SAFE modela, automatski određuje zone i potrebne dužine dodatne armature i generiše šeme armiranja u programu AutoCAD. Na taj način značajno se smanjuje vreme potrebno za pripremu šema armiranja, povećava konzistentnost i preglednost rešenja, a izmene u analitičkom modelu mogu se jednostavno preneti na šeme bez ponovnog ručnog crtanja. Dodatna prednost alata je mogućnost brze procene uticaja različitih projektantskih odluka, kao što je usvajanje različite osnovne armature, na ukupne količine ugrađenog čelika i ekonomičnost konstrukcije.

4.4. PRIKAZ REZULTATA ANALIZE I DIMENZIONISANJE STUBOVA

Analitički softveri uglavnom poseduju ugrađene module za dimenzionisanje konstrukcijskih elemenata u skladu sa važećim propisima. Međutim, u praksi se često javlja potreba za dodatnom proverom rezultata dobijenih iz softvera, bilo zbog ograničenog uvida u pojedine korake proračuna, potrebe za nezavisnom verifikacijom rezultata ili specifičnih projektantskih zahteva. Takođe, u ranim fazama projektovanja ili tokom razvoja koncepta, inženjeru je često potrebna

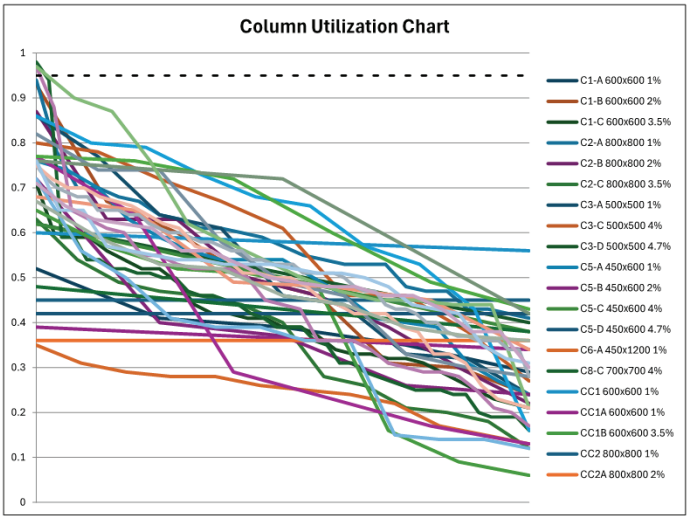
brza procena potrebnih dimenzija elemenata na osnovu poznate geometrije i opterećenja, bez potrebe za izradom kompletnog globalnog analitičkog modela.

Primer alata razvijenog za ove potrebe predstavlja ACE (Advanced Column Engineering) Column Designer. Alat je dostupan kao samostalna aplikacija za dimenzionisanje armiranobetonskih stubova, ali i kao dodatak za ETABS, koji omogućava direktan prenos geometrije i uticaja iz analitičkog modela. Na taj način eliminiše se potreba za ponovnim unosom podataka, ubrzava proces provere i omogućava efikasnija analiza i optimizacija projektovanih elemenata [11].



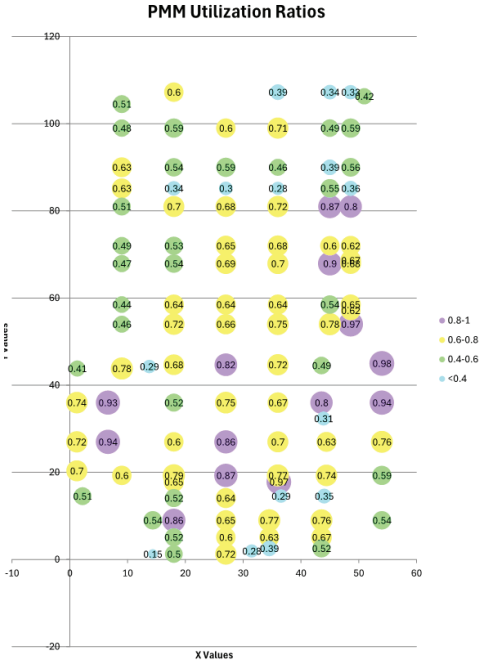
Slika 3: Interfejs softvera ACE za proračun stubova [11]

Jedan od razvijenih alata omogućava automatsko generisanje grafikona u programu Microsoft Excel na osnovu rezultata dimenzionisanja stubova iz ETABS modela. Neki od generisanih grafikona prikazani su u nastavku i obuhvataju maksimalnu iskorišćenost stubova po visini objekta, kao i raspodelu iskorišćenosti svih stubova po tipovima preseka u modelu.



Slika 4: Grafikon raspodele iskorišćenosti stubova po presecima direktno izvezen iz ETABS-a u Excel

Ovakav prikaz rezultata olakšava njihovu interpretaciju, identifikaciju kritičnih elemenata i donošenje odluka o eventualnim izmenama projektovanih preseka, a istovremeno omogućava efikasnu pripremu grafičkih priloga za potrebe izveštaja.



Slika 5: Grafikon iskorišćenosti stubova u osnovi direktno izvezen iz ETABS-a u Excel

4.5. GENERISANJE TABELE SILA ZA PRORAČUN VEZA

U projektantskoj praksi često se javlja potreba da se rezultati analize i dimenzionisanja čelične konstrukcije dostave drugim učesnicima u projektu radi dimenzionisanja i detaljisanja čeličnih veza. Da bi informacije bile potpune, pregledne i konzistentne, potrebno je sistematično prikazati sile iz proračunskog modela za veliki broj elemenata i kombinacija opterećenja. U tu svrhu razvijena je skripta za automatski izvoz rezultata iz programa Robot Structural Analysis. Primer prikazan u nastavku predstavlja tabelarni prikaz izvezenih sila, pri čemu automatizacija omogućava obradu velikog broja kombinacija opterećenja, smanjuje mogućnost greške pri pripremi podataka i olakšava ažuriranje rezultata nakon izmena analitičkog modela.

		1001: 6.10 - 1.35DL + 1.5LL					
Node	Member	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
32182	External Force	11.1	-87	-2064.15	0	0	0
	Spring Reaction	-7	118	0	0	0	0
	4588	1185	-25	60	5	90	20
	5196	1440	10	-35	-5	40	-20
	6129	15	5	-165	5	-190	-15
	6130	-40	5	100	0	-140	10

		1004: 6.14 - 1.0DL + 1.0LL (FULL BUILDING)					
Node	Member	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
32182	External Force	8	-63	-1493	0	0	0
	Spring Reaction	-5	85	0	0	0	0
	4588	860	-20	45	5	65	15
	5196	1040	10	-25	-5	30	-15
	6129	10	5	-120	5	-140	-10
	6130	-30	5	75	0	-100	5

Slika 6: Tabele sa silama za čelične veze direktno izvezene iz Robot Structural Analysis u Excel

5. POREĐENJE INTERNIH I DOSTUPNIH ALATA

5.1. INTEROPERABILNOST U SOFTVERSKIM PAKETIMA

Savremeni softverski paketi nude različite mogućnosti razmene podataka između aplikacija, čime se smanjuje potreba za manuelnim unosom i ubrzavaju pojedine faze projektovanja. Međutim, ovakva rešenja uglavnom su ograničena na unapred definisane procese. U slučaju greške korisnik često nema uvid u logiku izvršavanja niti mogućnost prilagođavanja procesa konkretnom problemu, zbog čega se rešavanje problema svodi na podršku proizvođača ili povratak na manuelni rad. I pored razvoja interoperabilnosti, istraživanja pokazuju da korisnici i dalje imaju ograničeno poverenje u procese razmene podataka zbog mogućeg gubitka informacija tokom prenosa između različitih softverskih paketa, ali i zbog pitanja pouzdanosti, tačnosti i robusnosti ponuđenih rešenja. Dodatni izazov predstavlja ograničena transparentnost procesa prenosa podataka, usled čega korisnici često imaju otežan uvid u način obrade informacija i mogućnost intervencije u slučaju pojave greške [6].

Pored toga, ugrađene funkcionalnosti razvijene su za širok spektar korisnika i ne mogu uvek da odgovore na specifične potrebe pojedinačnih kompanija, projektnih timova ili projekata. Zbog toga se često javlja potreba za razvojem internih digitalnih alata koji omogućavaju veću fleksibilnost i prilagođavanje procesa rada.

5.2. SOFTVERSKA REŠENJA ZA POVEZIVANJE INŽENJERSKIH ALATA

Pored funkcionalnosti interoperabilnosti ugrađenih u komercijalne softverske pakete, poslednjih godina razvijena su i specijalizovana softverska rešenja namenjena povezivanju različitih inženjerskih alata i automatizaciji tokova podataka. Ove platforme omogućavaju integraciju više softverskih paketa u jedinstven proces rada, čime se smanjuje potreba za manuelnim prenosom podataka i povećava efikasnost projektantskih aktivnosti. Primeri takvih platformi su VIKTOR [12], koji omogućava razvoj prilagođenih inženjerskih aplikacija i automatizovanih radnih tokova, i Speckle [13], platforma otvorenog koda namenjena razmeni i sinhronizaciji podataka između različitih BIM, CAD i analitičkih softvera.

U odnosu na ugrađene funkcionalnosti interoperabilnosti, ovakva rešenja pružaju veću fleksibilnost i mogućnost prilagođavanja specifičnim potrebama organizacije. Međutim, korisnici su i dalje ograničeni funkcionalnostima koje platforma podržava, dok složenije prilagođavanje procesa može zahtevati dodatni razvoj ili korišćenje programskih interfejsa (API).

Istovremeno, ove platforme značajno pojednostavljuju razvoj alata za povezivanje različitih softverskih paketa jer u okviru jedinstvenog okruženja obezbeđuju pristup API interfejsima podržanih aplikacija, mehanizmima za razmenu podataka i infrastrukturnim komponentama potrebnim za implementaciju automatizovanih tokova rada. Na taj način smanjuje se potreba za razvojem kompletne softverske infrastrukture od početka, što omogućava i inženjerima sa ograničenim programerskim iskustvom da razvijaju i održavaju automatizovane procese. Prednost ovakvog pristupa ogleda se u centralizovanom upravljanju razvijenim alatima, čime se olakšava njihova standardizacija, deljenje i primena na nivou cele organizacije.

Ovakve platforme se najčešće licenciraju kroz pretplatničke modele, što predstavlja dodatni trošak za organizaciju. S obzirom na to da mnogi inženjerski softveri već omogućavaju pristup API interfejsima u okviru postojećih licenci, razvoj internih alata može predstavljati ekonomičnije rešenje za automatizaciju procesa koji su specifični za potrebe određene kompanije.

6. ZAKLJUČAK

Prikazani primeri pokazuju da je korišćenjem programskih interfejsa postojećih softverskih paketa moguće razviti interne digitalne alate prilagođene specifičnim potrebama organizacije i projekata, kojima se automatizuju različite faze procesa projektovanja konstrukcija, od prenosa

podataka između BIM i analitičkih modela, preko obrade i prikaza rezultata analiza, do generisanja tehničke dokumentacije. Razvijeni alati omogućavaju smanjenje manuelnog rada, ubrzanje ponavljajućih zadataka i povećanje konzistentnosti rezultata.

U poređenju sa ugrađenim mogućnostima interoperabilnosti i komercijalnim platformama za povezivanje softverskih alata, interna rešenja pružaju veću fleksibilnost, mogućnost prilagođavanja specifičnim zahtevima projekta i jednostavnije prilagođavanje i nadogradnju funkcionalnosti. Na taj način automatizacija omogućava efikasnije korišćenje raspoloživih resursa, povećanje produktivnosti projektantskog procesa i usmeravanje vremena inženjera na aktivnosti koje zahtevaju stručno znanje, procenu i donošenje odluka.

REFERENCE

[1] Cambridge University Press & Assessment. Productivity, Cambridge Dictionary, Cambridge University Press & Assessment, Cambridge. Dostupno na: https://dictionary.cambridge.org/dictionary/english/productivity (pristupljeno: jun 2026).

[2] McKinsey & Company. Delivering on Construction Productivity Is No Longer Optional, McKinsey & Company, 2024.

[3] Flyvbjerg B, Gardner D. How Big Things Get Done: The Surprising Factors That Determine the Fate of Every Project, Currency, New York, 2023.

[4] Institution of Structural Engineers. Can Designers Influence Construction Productivity?, The Structural Engineer Blog, Institution of Structural Engineers, London. Dostupno na: https://www.istructe.org/resources/blog/can-designers-influence-construction-productivity/ (pristupljeno: jun 2026).

[5] Kromann L, Malchow-Møller N, Skaksen J. R, Sørensen A. Automation and Productivity: A Cross-country, Cross-industry Comparison, Industrial and Corporate Change, 29 (2), 2020, 265-287.

[6] Singh T, Mahmoodian M, Wang S. Enhancing Open BIM Interoperability: Automated Generation of a Structural Model from an Architectural Model, Buildings, 14 (2475), 2024.

[7] VIKTOR. Engineering Automation at Scale: A Framework to Unlock Engineering Automation, VIKTOR B.V., 2023.

[8] Computers and Structures, Inc. (2025). CSI API Documentation. Computers and Structures, Inc.

[9] Woods D. D. Four Concepts for Resilience and the Implications for the Future of Resilience Engineering, Reliability Engineering & System Safety, 141, 2015, 5-9.

[10] Xie H, Mei Q, Chui Y. H. AI Applications for Structural Design Automation, Automation in Construction, 179, 2025, 106496.

[11] Whitby Wood. ACE Column Designer – Advanced Column Engineering: ACE App + ETABS Plug-in, Whitby Wood, London. Dostupno na: https://www.whitbywood.com/apps/ace-column-designer/ (pristupljeno: jun 2026).

[12] VIKTOR. Automate Engineering Workflows with AI, VIKTOR B.V., Rotterdam. Dostupno na: https://www.viktor.ai/ (pristupljeno: jun 2026).

[13] Speckle Systems, “Speckle – The open data layer for AEC.” [Online]. Dostupno na: https://speckle.systems/. (pristupljeno: jun 2026).

S-10
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026100J

Martina Jurak[1], Josip Atalić[2], Mario Uroš[2], Marija Demšić[2]

CHALLENGES IN THE ASSESSMENT OF SEISMIC RESILIENCE OF EXISTING BUILDINGS

Summary: The earthquakes that struck Zagreb and Petrinja in 2020 revealed the high seismic vulnerability of the existing building stock in the Republic of Croatia, particularly older masonry buildings constructed before the introduction of modern seismic design codes. The paper presents the fundamental aspects of seismic risk assessment, the challenges associated with identifying critical residential building typologies, and the difficulties arising from the lack of reliable data on existing buildings. It also discusses the concept of an acceptable level of seismic resistance, the application of the Significant Damage Index (IZO) and its implementation within the seismic certificate, as well as the most commonly used methods for assessing the seismic resistance of existing buildings and their associated limitations. Particular emphasis is placed on the importance of high-quality data and a systematic approach to the assessment of the existing building stock as prerequisites for effective seismic risk management and improved safety of the built environment.

Keywords: seismic resistance, seismic risk, critical residential building stock, significant damage index, seismic certificate, vulnerability assessment

IZAZOVI OCJENJIVANJA POTRESNE OTPORNOSTI POSTOJEĆIH ZGRADA

Rezime: Potresi koji su 2020. godine pogodili Zagreb i Petrinju pokazali su visoku seizmičku ranjivost postojećeg fonda zgrada u Republici Hrvatskoj, posebno starijih zidanih građevina izgrađenih prije uvođenja suvremenih protupotresnih propisa. U radu su prikazani osnovni elementi procjene seizmičkog rizika, problematika identifikacije kritične tipologije stambenog fonda i izazovi povezani s nedostatkom pouzdanih podataka o postojećim građevinama. Također su prikazani koncept prihvatljive razine potresne otpornosti, primjena indeksa značajnog oštećenja (IZO) i njegova implementacija u seizmički certifikat te najčešće metode procjene potresne otpornosti postojećih građevina zajedno s njihovim ograničenjima. Poseban naglasak je stavljen na važnost kvalitetnih podataka i sustavnog pristupa procjeni postojećeg građevinskog fonda kao preduvjeta za učinkovito upravljanje seizmičkim rizikom i povećanje sigurnosti izgrađenog okoliša.

Ključne reči: potresna otpornost, seizmički rizik, kritični stambeni fond, indeks značajnog oštećenja, seizmički certifikat, procjena oštetljivosti

[1] Hrvatski centar za potresno inženjerstvo, Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu, martina.jurak@grad.unizg.hr
[2] Građevinski fakultet, Sveučilište u Zagrebu

1. UVOD

Tijekom 2020. godine u Hrvatskoj su se dogodila dva jaka potresa koja su dovela do velikih oštećenja građevina, i nažalost, ljudskih gubitaka. Ti su događaji bitno utjecali na inženjersku praksu u Hrvatskoj posebice glede izrade novih smjernica te nadopunu tehničkog propisa u kontekstu obnove zgrada. Prvi potres koji se dogodio 22. ožujka 2020. godine najviše je oštetio zgrade u glavnom gradu Zagrebu. Potres je bio lokalne magnitude 5,5 s epicentrom otprilike 7 km sjeverno od središta grada, na području Markuševca. Kako je veliki broj zidanih građevina u samome središtu grada te u neposrednoj blizini epicentra doživio znatna oštećenja, potres je klasificiran kao oštećujući a sam intenzitet prema Europskoj makroseizmičkoj ljestvici (EMS-98) ocijenjen je sa VII stupnjeva. Neposredno nakon glavnog udara, uslijedio je niz naknadnih potresa te kao dva umjerena potresa zabilježeni su oni momentne magnitude M 4,7 i M 3,3. Isti dan je oformljen stožer koji je, preko strukovnih komora i udruga, organizirao inženjere za pregled i procjenu oštećenja građevine odnosno njihovu sigurnost za građane [1]. Jedan još jak potres u novijem vremenu za Hrvatsku, momentne magnitude M 6,4 dogodio se krajem iste godine 29.12. pogodivši grad Petrinju i njegovu okolicu, ali je nastradalo i područje središta glavnoga grada. Tome jakome potresu prethodio je potres momentne magnitude M 4,9 dan ranije te su s obzirom na njega započeli pregledi stambenih zgrada, obiteljskih kuća i građevina od posebnog značaja na području grada Petrinje, Siska i Gline te je u sve to odmah bio uključen sustav civilne zaštite. Značajnu ulogu u organizaciji i provedbi pregleda na području Sisačko-moslavačke županije imao je Hrvatski centar za potresno inženjerstvo (HCPI), platforma osnovana nakon zagrebačkog potresa, koji je okupio velik broj stručnjaka građevinske i srodnih struka te omogućio učinkovitu koordinaciju poslijepotresnih aktivnosti [2]. S obzirom kako je stradao veliki broj zidanih zgrada, što je vidljivo na Slici 1, ta dva potresa probudila su svijest o visokoj seizmičkoj ranjivosti postojećeg fonda zgrada u Republici Hrvatskoj.

Slika 1: Oštećenja zidanih zgrada u Zagrebu i Petrinji

Za razliku od novih građevina, za koje su zahtjevi sigurnosti i projektni kriteriji jasno definirani normama, procjena i obnova postojećih zgrada predstavlja znatno složeniji problem. Postojeće građevine suočavaju se s brojnim ograničenjima, kao što su nedostatna ili nepostojeća projektna dokumentacija, nepoznata svojstva ugrađenih materijala, nedokumentirane rekonstrukcije i dogradnje, prisutnost izvornih i stečenih nedostataka konstrukcija te brojna arhitektonska, konzervatorska i ekonomska ograničenja [3]. Zbog navedenih razloga postizanje razine sigurnosti koja vrijedi za nove građevine u mnogim slučajevima kod postojećeg građevinskog fonda je tehnički i ekonomski zahtjevnija.

Nakon potresa koji su se dogodili 2020. godine otvorilo se pitanje definiranja prihvatljive razine potresne sigurnosti postojećih građevina te uspostavljanja jedinstvenog kriterija za vrednovanje njihove otpornosti. U tom je kontekstu uveden indeks znatnog oštećenja (IZO) kao pokazatelj relativne razine potresne otpornosti postojeće građevine [4].

2. IDENTIFIKACIJA KRITIČNOG STAMBENOG FONDA

Procjena potresnog rizika predstavlja temelj za razumijevanje mogućih posljedica budućih potresa i određivanje mjera smanjenja rizika. Sama procjena rizika temelji se na tri važne komponente, a to su seizmički hazard, izloženost i oštetljivost građevina, pri čemu sama analiza ranjivosti postojećeg građevinskog fonda omogućuje identifikaciju tipologija zgrada koje mogu uzrokovati najveće ljudske i gospodarske gubitke uslijed budućih potresa [3,6].

Dosadašnje procjene seizmičkog rizika za Republiku Hrvatsku i Grad Zagreb pokazale su da se najveći očekivani gubici povezuju s velikim brojem zidanih građevina izgrađenih prije uvođenja suvremenih protupotresnih propisa. Posebno su ranjive višestambene zidane zgrade u povijesnim gradskim jezgrama, koje su uglavnom izgrađene krajem 19. i početkom 20. stoljeća što je vidljivo na Slici 2 na kojoj je prikazana starost zgrada grada Zagreba. Ove građevine karakteriziraju nearmirano zide, slaba povezanost konstrukcijskih elemenata, fleksibilne međukatne konstrukcije i različiti konstrukcijski nedostatci nastali tijekom dugog razdoblja korištenja. Upravo su takve zgrade tijekom potresa u Zagrebu i Petrinji pretrpjele najveća oštećenja [2,3].

Slika 2: Komponente koje sačinjavaju seizmički rizik

Zbog toga je identifikacija kritičnog stambenog fonda jedan od važnih koraka u upravljanju seizmičkim rizikom. Prepoznavanje građevina koje mogu pretrpjeti najveća oštećenja omogućuje određivanje prioriteta obnove i usmjeravanje financijskih sredstava na područja gdje su ona najpotrebnija. Osim za procjenu mogućih šteta, procjena potresne oštetljivosti služi i kao podloga za planiranje mjera kojima se mogu smanjiti posljedice budućih potresa [6,7].

Međutim, pouzdanost takvih procjena u velikoj mjeri ovisi o dostupnosti podataka o postojećim građevinama. Za mnoge zgrade ne postoji potpuna projektna dokumentacija, često nedostaju podaci o konstrukcijskom sustavu, svojstvima materijala i prethodnim rekonstrukcijama, a ne postoje ni jedinstvene i redovito ažurirane baze podataka o građevinskom fondu [7]. Zbog toga se u procjenama rizika često primjenjuju pojednostavljene klasifikacije i tipološki pristupi, koji omogućuju procjenu velikog broja građevina, ali istodobno povećavaju nesigurnost dobivenih rezultata.

Jedan od važnijih projekata u recentno vrijeme bio je pilot projekt Potresni rizik Grada Zagreba. Bitan rezultat projekta bio je upravo kreiranje baze podataka o postojećim građevinama u svrhu pouzdanije procjene njihove potresne oštetljivosti. Takve baze podataka omogućuju bolje poznavanje postojećeg građevinskog fonda, lakše prepoznavanje najranjivijih tipologija građevina i učinkovitije planiranje budućih ulaganja u povećanje njihove potresne otpornosti [7].

Prema tome, identifikacija kritičnog stambenog fonda nije samo postupak razvrstavanja građevina prema njihovim karakteristikama, već predstavlja važan dio upravljanja seizmičkim rizikom. Za kvalitetnu procjenu potrebni su podaci o konstrukcijskom sustavu, godini izgradnje, broju etaža, stanju održavanja i eventualnim rekonstrukcijama. Kada takvi podaci nisu dostupni, građevine se najčešće grupiraju prema sličnim karakteristikama i primjenjuju se pojednostavljene pretpostavke o njihovom ponašanju tijekom potresa. Iako takav pristup omogućuje procjenu rizika za velik broj građevina, on povećava nesigurnost rezultata [6].

Tijekom procjene potresnog rizika Grada Zagreba kao jedan od glavnih problema prepoznat je nedostatak jedinstvene i ažurne baze podataka o postojećim građevinama. Zbog toga se ističe potreba za sustavnim prikupljanjem i redovitim ažuriranjem podataka o građevinskom fondu, jer kvalitetnije baze podataka omogućuju pouzdaniju procjenu seizmičkog rizika [3,7].

3. RAZINA POTRESNE OTPORNOSTI

Definiranje što je prihvatljiva razine potresne otpornosti jedno je od ključnih pitanja pri procjeni i obnovi postojećih zgrada. Za nove zgrade zahtjevi su jasno definirani važećim propisima i normama, dok je kod postojećih zgrada situacija složenija [3,5].

Nakon razornog potresa u Skoplju, dogodila se važna prekretnica u razvoju protupotresnog projektiranja na području Hrvatske donošenjem prvih službenih seizmičkih propisa 1964. godine. Građevine izgrađene prije tog razdoblja uglavnom nisu bile projektirane na djelovanje potresa. Zbog toga veliki dio postojećeg fonda karakterizira nedovoljna potresna otpornost, osobito kod zgrada od nearmiranog zida, koje često imaju slabu povezanost konstrukcijskih elemenata što uzrokuje loše ponašanje prilikom potresnog djelovanja [3].

Suvremeni pristup procjeni postojećih zgrada definiran je normom HRN EN 1998-3, koja govori da postojeće građevine nije moguće promatrati na isti način kao nove građevine. Pri procjeni potresne otpornosti potrebno je uzeti u obzir stvarno stanje konstrukcije, raspoloživu dokumentaciju, rezultate istražnih radova i razinu poznavanja konstrukcije. U tu se svrhu uvodi faktor povjerenja, čija vrijednost ovisi o količini i kvaliteti raspoloživih podataka. Što je razina poznavanja konstrukcije viša, to je procjena njezine otpornosti pouzdanija [3,5].

Nakon potresa u Zagrebu i Petrinji otvorilo se pitanje koja je minimalna razina sigurnosti koja se treba postići pri obnovi postojećih zgrada. Izmjenama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije uveden je indeks znatnog oštećenja (IZO), koji predstavlja odnos između proračunske potresne otpornosti konstrukcije i zahtjeva za granično stanje znatnog oštećenja. Proračunska potresna otpornost predstavlja najveće potresno djelovanje koje građevina može podnijeti prije nego što dosegne granično stanje znatnog oštećenja. Potresno djelovanje izražava se vršnim ubrzanjem tla na tlu tipa A. Zahtjev za granično stanje znatnog oštećenja određuje se na temelju poredbenog vršnog ubrzanja tla za potres s povratnim razdobljem od 475 godina, odnosno s vjerojatnošću premašaja od 10 % u 50 godina [4].

Međutim, primjena IZO koeficijenta povezana je s određenim ograničenjima i nesigurnostima. Njegova vrijednost ovisi o kvaliteti dostupne dokumentacije, provedenim istražnim radovima, odabranoj metodi proračuna te inženjerskim pretpostavkama [3].

Tehnički propis razlikuje nekoliko razina obnove potresom oštećenih zgrada, što je vizualno prikazano na Slici 3 [4].

Slika 3: Razine obnove potresom oštećenih zgrada

Najniža razina odnosi se na popravak nekonstrukcijskih elemenata, pri čemu se uklanjaju neposredne opasnosti i osigurava lokalna stabilnost dimnjaka, zabatnih zidova, fasadnih elemenata i drugih dijelova koji mogu ugroziti korisnike i prolaznike. Pri toj razini ne razmatra se potresna otpornost zgrade kao cjeline.

Sljedeća razina odnosi se na popravak konstrukcije, čiji je cilj vratiti građevinu najmanje na razinu otpornosti koju je imala prije potresa ili veću uz lokalna pojačanja kritičnih nosivih elemenata. U pravilu obuhvaća popravke nosivih zidova, povezivanje konstrukcijskih elemenata i lokalna pojačanja, a zahtijeva postizanje indeksa znatnog oštećenja od najmanje 0,50.

Viša razina obnove podrazumijeva pojačanje konstrukcije s ciljem povećanja njezine potresne otpornosti. Takvi zahvati mogu uključivati pojačanje nosivih zidova, izvedbu novih serklaža, poboljšanje međukatnih konstrukcija, pojačanje temelja ili ugradnju novih nosivih elemenata. Za ovu razinu obnove potrebno je postići indeks znatnog oštećenja od najmanje 0,75.

Najviša razina odnosi se na cjelovitu obnovu konstrukcije. U tom slučaju zahtijeva se indeks znatnog oštećenja jednak ili veći od 1,0, odnosno potresna otpornost usporediva s onom koja se zahtijeva za nove građevine. Ovakva razina obnove posebno je važna za građevine od posebnog društvenog značaja, poput bolnica, zgrada interventnih službi i drugih objekata važnih za funkcioniranje zajednice nakon potresa.

Prihvatljiva razina potresne otpornosti stoga nije jednaka za sve građevine, već ovisi o njihovoj starosti, namjeni, stupnju oštećenja, važnosti i mogućnosti provedbe konstruktivnih zahvata. Kod postojećih zgrada cilj nije uvijek postići razinu sigurnosti propisanu za nove građevine, nego osigurati razinu otpornosti kojom se značajno smanjuje rizik za ljude i imovinu [3,4,5].

Indeks znatnog oštećenja razmatra se i kao moguća mjera seizmičke otpornosti postojećih zgrada kako bi se omogućila njihova međusobna usporedba. Takvom bi se mjerom obuhvatili svi

kritični mehanizmi otkazivanja određene tipologije. Primjerice, za zidane zgrade od neomeđenog zida razmatrali bi se uvjeti za otkazivanje elemenata u ravnini i izvan ravnine, te posebno za nekonstrukcijske elemente budući da i takvi elementi mogu znatnog ugroziti sigurnost korisnika.

Trenutno, aktivnosti koje su usmjerene na razvoj seizmičkog certifikata za zgrade je u fazi pilot projekta Grada Zagreba čija uspješnost će ovisiti i o daljnjim preporukama za državna tijela.

3.1. METODOLOGIJA PROCJENE POTRESNE OTPORNOSTI

Preciziranje metodologije za procjenu potresne otpornosti postojećih građevina ključan je korak za definiranje seizmičkog certifikata. Njezin cilj nije samo odrediti ponašanje konstrukcije tijekom potresa, nego osigurati da rezultati budu međusobno usporedivi, ali i pokazati postoje li znatni nedostatci koji mogu bitno komprimitirati razinu sigurnosti građevine. Za razliku od novih građevina, kod postojećih zgrada često nedostaju podaci o konstrukcijskom sustavu, svojstvima ugrađenih materijala, prethodnim rekonstrukcijama i stvarnom stanju konstrukcije. Zbog toga je procjena njihove potresne otpornosti povezana s većim nesigurnostima koje treba uzeti u obzir pri provedbi analize [3, 5].

Trenutno još uvijek važeće smjernice HRN EN 1998-3 preporučuju nekoliko metoda procjene potresne otpornosti koje se međusobno razlikuju prema razini složenosti, potrebnim ulaznim podacima i točnosti rezultata [5], koje su kratko opisane i komentirane u nastavku. Nova generacija Eurokoda 8, koja je trenutačno u procesu izrade i još nije implementirana, za razliku od važećeg Eurokoda razmatrati će i odzive konstrukcijskih elemenata izvan ravnine, poput lokalnih mehanizama prevrtanja, koji u važećoj normi nisu sustavno obuhvaćeni.

Linearne metode, odnosno metoda bočne sile i metoda spektra odziva, temelje se na linearnom proračunskom modelu konstrukcije. Učinci plastifikacije i oštećenja ne modeliraju se izravno, već se uzimaju u obzir primjenom faktora ponašanja q čija je vrijednost za postojeće konstrukcije ograničena na 1,5, dok se krutost konstrukcije prema potrebi reducira kako bi bolje predstavljala njezino stvarno stanje [5].

Prednost linearnih metoda je njihova jednostavnost i manji zahtjevi za ulaznim podacima. Zbog toga se često koriste u početnim procjenama postojećih zgrada i za procjenu velikog broja građevina [3].

Međutim, iako njihova primjena na postojeće građevine ima određena ograničenja, primjerice to što ne mogu dovoljno dobro opisati mehanizme otkazivanja konstrukcije tijekom jakog potresa, njihova uporaba je vrlo raširena u inženjerskoj praksi.

Primjena nelinearnih metoda omogućuje realniji prikaz ponašanja konstrukcije tijekom potresa jer uzimaju u obzir pojavu pukotina, plastifikaciju elemenata i postupno smanjenje krutosti i nosivosti konstrukcije [3,5].

Najčešće korištene nelinearne metode su:

- nelinearna statička analiza (pushover analiza)
- nelinearna dinamička analiza (engl. „time-history“ analiza)

Kod nelinearne statičke analize konstrukcija se postupno opterećuje horizontalnim silama sve do postizanja graničnog stanja, pri čemu se određuje njezina nosivost i očekivani mehanizam sloma, dok nelinearna dinamička analiza predstavlja najdetaljniji pristup jer se odgovor konstrukcije određuje uporabom stvarnih ili umjetno generiranih zapisa potresa [5].

S druge strane, njihova primjena zahtijeva veliki broj podataka o konstrukciji, uključujući:

- geometriju i detalje konstrukcija
- mehanička svojstva materijala
- stanje oštećenosti
- podatke o prethodnim rekonstrukcijama
- odgovarajuće modele ponašanja pojedinih elemenata

U praksi takvi podaci često nisu dostupni, zbog čega rezultati nelinearnih analiza mogu biti prilično nepouzdani [3,5].

Procjena potresne otpornosti može se provoditi na globalnoj ili lokalnoj razini. Globalne metode promatraju ponašanje građevine kao cjeline, odnosno pretpostavljaju tzv. „box behaviour“. Njima se procjenjuje ukupna nosivost i deformacijska sposobnost konstrukcije te mogućnost nastanka mehanizama sloma[5].

S druge strane imamo i metode usmjerene su na pojedine dijelove konstrukcije ili lokalne mehanizme otkazivanja, koje su primjerice posebno važne kod postojećih zidanih građevina, kao primjerice prevrtanje zabatnih zidova, pročelja ili nekonstrukcijskih elemenata. Ono što svakako treba uzeti u obzir je da kod postojećih zidanih građevina lokalni mehanizmi često nastupaju prije globalnog sloma konstrukcije, zbog čega je njihovu pojavu nužno razmatrati pri procjeni potresne otpornosti [3].

3.2. NORMATIVNI OKVIR ZA PROCJENE POTRESNE OTPORNOSTI

U Republici Hrvatskoj procjena postojećih građevina trenutačno se provodi Tehničkom propisu za građevinske konstrukcije koji se u svojim smjernicama oslanja na prvu generaciju Eurokod 8, zajedno s pripadajućim nacionalnim dodatcima.. Norma definira postupke prikupljanja podataka, razine poznavanja konstrukcije, metode proračuna i kriterije za ocjenjivanje potresne otpornosti [4,5]. Nova generacija norme za projektiranje potresne otpornosti donosi važna unaprjeđenja vezanih za ocjenjivanje postojećih zgrada, pri tome se poseban naglasak stavlja se na:

- procjenu postojećeg stanja konstrukcije i upravljanje nesigurnostima
- detaljnije smjernice za procjenu zidanih i armiranobetonskih građevina
- jasnije definiranje razina izvedbe i ciljeva obnove
- bolju povezanost između procjene rizika i donošenja odluka o obnovi
- veću primjenu metoda temeljenih na razinama izvedbe [3]

Iako je uvijek potrebno određeno izvjesno vrijeme za prilagodbu i potpunu implementaciju novog standarda, očekuje se da će nove smjernice omogućiti realniju procjenu postojećih građevina i pružiti kvalitetniju podlogu za donošenje odluka o njihovoj obnovi i povećanju potresne otpornosti.

Uzimajući u obzir trenutačno važeće tehničke smjernice, ali i zahtjeve koji proizlaze iz uvođenja novog standarda, nužno je osigurati da razine procjene potresne otpornosti budu jasno definirane te da sama metodologija slijedi jasne korake koji moraju biti u skladu sa normativnim okvirom.

4. ZAKLJUČAK

Potresi u Zagrebu i Petrinji pokazali su da velik dio postojećeg građevinskog fonda u Hrvatskoj nema zadovoljavajuću potresnu otpornost, osobito starije zidane građevine izgrađene prije donošenja prvih seizmičkih propisa. Zbog toga procjena potresne otpornosti postojećih građevina ima važnu ulogu u smanjenju seizmičkog rizika i planiranju buduće obnove.

Jedan od najvećih problema pri procjeni potresne otpornosti je nedostatak pouzdanih podataka o postojećim građevinama. Nepotpuna dokumentacija, nepoznata svojstva materijala i nedostatak jedinstvenih baza podataka povećavaju nesigurnost rezultata i otežavaju donošenje odluka o obnovi.

U radu je prikazano da ne postoji jedna metoda procjene koja je prikladna za sve građevine. Odabir metode ovisi o raspoloživim podacima, složenosti konstrukcije i cilju procjene. Linearne metode jednostavnije su za primjenu, dok nelinearne metode omogućuju realniji prikaz ponašanja građevine tijekom potresa, ali zahtijevaju znatno više podataka i stručnog znanja.

Uvođenje indeksa znatnog oštećenja i razvoj seizmičkog certifikata predstavljaju važan korak prema sustavnijem vrednovanju potresne otpornosti postojećih građevina. Istodobno, novi Eurokod 8 donosi suvremeniji pristup procjeni postojećih konstrukcija i daje kvalitetniju podlogu za donošenje odluka o obnovi i povećanju njihove sigurnosti.

Može se zaključiti da su kvalitetni podaci o građevinama, pouzdane metode procjene i sustavno upravljanje seizmičkim rizikom ključni preduvjeti za povećanje otpornosti postojećeg fonda zgrada i smanjenje posljedica budućih potresa.

ZAHVALA

Ovaj rad nastao je u okviru projekta **„Unaprjeđenje postojećih metoda procjene potresne oštetljivosti zgrada za potrebe razvoja metodologije seizmičkog certificiranja (CERTIS)"**, institucionalnog projekta Građevinskog fakulteta Sveučilišta u Zagrebu, financiranog sredstvima Nacionalnog plana oporavka i otpornosti 2021. – 2026. (NextGenerationEU).

REFERENCE

[1] Atalić J, Uroš M, Šavor Novak M, Demšić M, Nastev M, Herak M, et al. The Mw5.4 Zagreb (Croatia) earthquake of March 22, 2020: impacts and response. Bull Earthq Eng. 2021;19(8):3461-3489. doi:10.1007/s10518-021-01117-w.

[2] Atalić J, Demšić M, Baniček M, Uroš M, Dasović I, Prevolnik S, Kadić A, Šavor Novak M, Nastev M. The December 2020 magnitude (Mw) 6.4 Petrinja earthquake, Croatia:seismological aspects, emergency response and impacts. Bull Earthq Eng. 2023;21(13):5767-5808. doi:10.1007/s105018-023-01758-z.

[3] POTRESNO INŽENJERSTVO – obnova zidanih zgrada. (2021). Uroš, M., Todorić, M., Crnogorac, M., Atalić, J., Šavor Novak, M., & Lakušić, S. (ur.). Zagreb: Sveučilište u Zagrebu, Građevinski fakultet. ISBN: 978-953-8168-43-7.

[4] Ministarstvo prostornoga uređenja, graditeljstva i državne imovine. Tehnički propis o izmjenama i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije. Narodne novine. 2022;7:72 [Internet]. Dostupno na: Narodne novine – Tehnički propis o izmjenama i dopunama Tehničkog propisa za građevinske konstrukcije.

[5] Hrvatski zavod za norme. HRN EN 1998-3:2011 Eurokod 8: Projektiranje potresne otpornosti konstrukcija – Dio 3: Ocjenjivanje i obnova zgrada [Internet]. Zagreb: Hrvatski zavod za norme; 2011. Dostupno na: HRN4You – HRN EN 1998-3:2011

[6] Atalić J, Šavor Novak M, Uroš M. Rizik od potresa za Hrvatsku: pregled istraživanja i postojećih procjena sa smjernicama za budućnost. Građevinar [Internet]. 2019. 71(10):923-947. Dostupno na: https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019

[7] Grad Zagreb. Projekt Potresni rizik Grada Zagreba [Internet]. Zagreb: Grad Zagreb; 2023. Dostupno na: Potresni rizik Grada Zagreba

ДГКС ASES | S-11
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026103K

Nemanja Krtinić[1], Matija Gams[2], Marko Marinković[3]

REGRESSION-BASED PREDICTIVE MODELS FOR SIZING TIE-COLUMNS IN CONFINED MASONRY WALLS

Summary: Current European standards prescribe minimum requirements for tie-columns in confined masonry, while their internal force demands are generally not explicitly evaluated. This study presents a numerical–data-driven methodology aimed at supporting rational sizing of tie-columns according to realistic force demands. A validated 3D simplified micro-model was used to construct a database of 126 numerical analyses, including variations in wall geometry, tie-column dimensions and reinforcement, axial stress level, toothing pattern, and masonry compressive strength. The results were processed using a machine-learning-based regression technique. Predictive models were developed for maximum capacity of CM walls and shear force demand in tie-columns, providing a basis for a demand-driven approach to sizing and bridging the gap between advanced numerical simulations and practical engineering application.

Keywords: confined masonry, tie-columns, predictive models, maximum capacity, shear force demand

REGRESIONI PREDIKTIVNI MODELI ZA DIMENZIONISANJE VERTIKALNIH SERKLAŽA U ZIDOVIMA UOKVIRENIM SERKLAŽIMA

Rezime: Trenutno važeći Evropski standardi propisuju minimalne kriterijume za serklaže u zidovima uokvirenim serklažima, dok se zahtevi u pogledu unutrašnjih sila u njima uglavnom eksplicitno ne određuju. U ovom radu predstavljena je metodologija bazirana na podacima iz numeričkih analiza usmerena ka racionalnom dimenzionisanju serklaža prema realnim vrednostima sila. Validirani pojednostavljeni 3D mikro-model korišćen je za formiranje baze od 126 numeričkih analiza, sa varijacijama geometrije zida, dimenzija i nivoa armiranja serklaža, nivoa aksijalnog opterećenja, načina ostvarivanja veze na zub i čvrstoće zida pri pritisku. Rezultati su obrađeni primenom regresione tehnike zasnovane na mašinskom učenju. Razvijeni su prediktivni modeli za maksimalnu nosivost zidova i smičuću silu u serklažima, čime se postavlja osnova za pristup dimenzionisanju zasnovan na zahtevima i povezivanje naprednih numeričkih simulacija sa praktičnom inženjerskom primenom.

Ključne reči: zidovi uokvireni serklažima, vertikalni serklaži, prediktivni modeli, maksimalna nosivost, smičuća sila

[1] Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Slovenia, nkrtinic@fgg.uni-lj.si
[2] Faculty of Civil and Geodetic Engineering, University of Ljubljana, Slovenia
[3] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia

1. UVOD

Tehnologija gradnje zidanih konstrukcija sa zidovima uokvirenim armiranobetonskim (AB) serklažima široko se primenjuje kod zgrada niže i srednje spratnosti u seizmički aktivnim područjima širom sveta. Njihova rasprostranjena primena rezultat je relativno jednostavnog načina izvođenja, kao i povoljnog seizmičkog ponašanja uočenog tokom prethodnih snažnih zemljotresa u poređenju sa nearmiranim zidanim konstrukcijama [1, 2]. Ovaj konstruktivni sistem sastoji se od nosećih zidanih zidova uokvirenih vertikalnim i horizontalnim AB serklažima, koji zajedno formiraju efikasan mehanizam za prihvatanje horizontalnog opterećenja. Prisustvo AB serklaža značajno doprinosi povećanju nosivosti, krutosti i deformacionog kapaciteta zidova, zbog čega zidarija sa AB serklažima predstavlja pouzdano i ekonomično rešenje za izgradnju objekata u područjima sa izraženom seizmičkom opasnošću.

Poslednjih godina proces gradnje zidanih konstrukcija usmeren je i ka primeni savremenih materijala i tehnologija kojima se, pored odgovarajućih mehaničkih karakteristika, nastoje zadovoljiti sve strožiji zahtevi u pogledu energetske efikasnosti i zahtevi koji se tiču brzine izvođenja građevinskih radova. Jedno od takvih rešenja predstavlja primena vertikalno perforiranih glinenih blokova sa integrisanom termoizolacijom, koji se povezuju poliuretanskim (PU) lepkom umesto tradicionalnim malterom. Ovakva tehnologija sve se više primenjuje u jugoistočnoj Evropi (kao i u regionu Zapadnog Balkana), a njena upotreba omogućava izvođenje horizontalnih spojnica praktično zanemarljive debljine i smanjenje toplotnih gubitaka kroz iste. Prethodna eksperimentalna istraživanja zidova sa AB serklažima u prirodnoj veličini, kao i trospratne zidane konstrukcije izgrađene primenom ove tehnologije [3, 4], pokazala su zadovoljavajuće globalne performanse, dok su istovremeno uočeni i specifični lokalni mehanizmi oštećenja dela zida koji nije bio u ravni sa AB serklažim, usled različite debljine zida i AB serklaža.

Uprkos značajnoj ulozi AB serklaža u seizmičkom odgovoru ovakvih konstrukcija, njihovo dimenzionisanje u savremenoj inženjerskoj praksi i dalje se uglavnom zasniva na jednostavnim zahtevima koji su propisani standardima. Trenutno važeće odredbe evropskih standarda, uključujući Evrokod 6 [5] i Evrokod 8 [6], prvenstveno definišu minimalne dimenzije i zahteve u pogledu armiranja serklaža, dok se unutrašnje sile u njima uglavnom eksplicitno ne određuju. Sa druge strane, rezultati prethodnih numeričkih istraživanja pokazuju da AB vertikalni serklaži aktivno učestvuju u mehanizmu prihvatanja horizontalnog opterećenja i da veličine unutrašnjih sila koje se u njima javljaju mogu značajno zavisiti od karakteristika zida i samih serklaža [7–10]. Među najznačajnijim parametrima izdvajaju se geometrija zida, odnosno odnos njegove visine i dužine, nivo aksijalnog opterećenja na bruto poprečni presek zida, mehaničke karakteristike zidarije, kao i dimenzije i količina armature u AB vertikalnim serklažima. Zbog toga primena isključivo minimalnih geometrijskih i konstruktivnih zahteva ne mora nužno da obezbedi racionalno dimenzionisanje serklaža za različite geometrije zidova i nivoe opterećenja.

U ovom radu predstavljena je metodologija bazirana na podacima numeričkih analiza sa ciljem razvoja regresionih prediktivnih modela za seizmički odgovor zidova uokvirenih AB serklažima. Kao osnova ovog istraživanja korišćen je prethodno razvijen i eksperimentalno validiran pojednostavljeni 3D mikro-model zasnovan na metodi konačnih elemenata u programu Abaqus [11]. Validacija ovog pristupa pokazala je da numerički model može sa zadovoljavajućom tačnošću da reprodukuje globalni odgovor eksperimentalno ispitanih zidova (studija Gams i sar. [3]), uključujući njihovu maksimalnu nosivost, kao i karakteristične lokalne mehanizme oštećenja. Na osnovu ovog modela sprovedena je obimna parametarska studija i formirana baza od ukupno 126 numeričkih analiza, pri čemu su varirani geometrija zida, nivo aksijalnog opterećenja na zid, čvrstoća zida pri pritisku, kao i dimenzije i procenti armiranja AB serklaža. Dobijeni rezultati obrađeni su primenom regresione tehnike zasnovane na mašinskom učenju u programu MATLAB [12]. Razvijeni prediktivni modeli omogućavaju procenu maksimalne nosivosti zidova i smičuće sile u AB serklažima bez potrebe za sprovođenjem

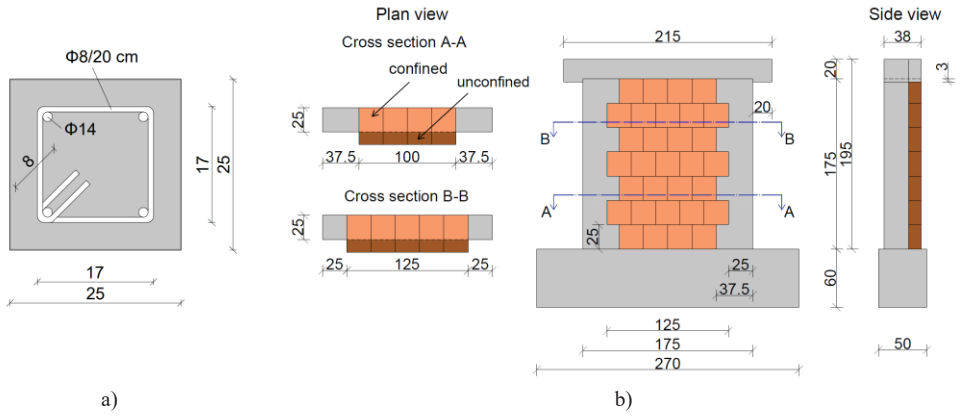
računarski zahtevnih 3D numeričkih analiza za svaki pojedinačni slučaj. Na taj način postavlja se osnova za pristup dimenzionisanju serklaža prema realnim vrednositma unutrašnjih sila, sa krajnjim ciljem njihovog racionalnijeg dimenzionisanja u savremenim zidanim konstrukcijama.

2. KRATAK PREGLED REFERENTNE EKSPERIMENTALNE STUDIJE

U ovom poglavlju predstavljen je kratak pregled eksperimentalnih ispitivanja nedavno testiranih zidova sa AB serklažima, koja su obuhvatila dva identična zida u prirodnoj veličini, izgrađena od savremenih komercijalno dostupnih glinenih blokova sa ugrađenom termoizolacijom i nominalnim dimenzijama 250 × 249 × 380 mm (dužina × visina × debljina). Za gradnju zidova korišćen je PU lepak umesto tradicionalnog tankoslojnog maltera. Mehaničke karakteristike svih upotrebljenih materijala određene su eksperimentalnim ispitivanjima i detaljno su prikazane u radu Gamsa i sar. [3].

Ispitivani zidovi, označeni kao W7 i W8, imali su identične dimenzije: dužinu 175 cm, visinu 195 cm i debljinu 38 cm. Zidovi su bili uokvireni AB vertikalnim serklažima kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 25 × 25 cm (Slika 1a). Vertikalni serklaži armirani su sa četiri podužne šipke Ø14 mm, što odgovara procentu podužnog armiranja od približno 1%, u skladu sa odredbama Evrokoda 8 [6]. Poprečnu armaturu činile su uzengije Ø8 mm na međusobnom razmaku od približno 20 cm. Na vrhu zida izveden je horizontalni serklaž zajedno sa vertikalnim serklažima, čime je obezbeđena celovitost sistema. Geometrija ispitivanih zidova prikazana je na Slici 1b.

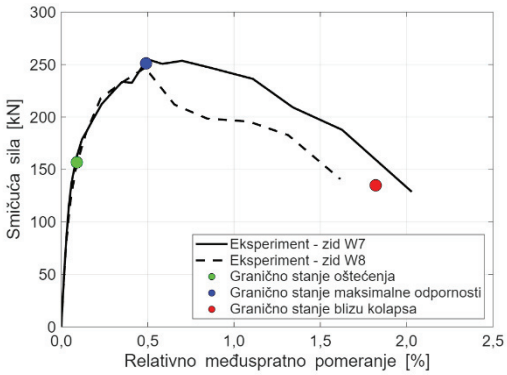
Specifičnost razmatranog sistema ogleda se u tome što AB vertikalni serklaži nisu izvedeni po celoj debljini zida. Sa jedne strane bili su u ravni sa površinom zida, dok su sa suprotne strane bili uvučeni za 13 cm u odnosu na površinu zida, pri čemu je preostali prostor ispunjen termoizolacionim materijalom. Ovakva geometrija direktno je uticala na interakciju između AB vertikalnih serklaža i dela zida koji nije njima uokviren po celoj debljini (Slika 1b).



Slika 1: a) Geometrija AB vertikalnog serklaža; b) Geometrija zidova (sve dimenzije su u cm).

Ispitivanje zidova sprovedeno je cikličnim testom smicanja pri konstantnom vertikalnom pritisku koji je odgovarao vrednosti od 20% karakteristične čvrstoće zida na pritisak, odnosno 0,63 MPa. Tokom ispitivanja sprečene su rotacije gornje i donje ivice zida, odnosno primenjeni su granični uslovi obostranog uklještenja. Horizontalno opterećenje nanošeno je kontrolisanim cikličnim pomeranjem u nivou gornjeg horizontalnog AB serklaža, sa tri ponavljanja za svaku amplitudu pomeranja i postepenim povećavanjem relativnog međuspratnog pomeranja sve do loma zida. Polja pomeranja i deformacija na površini zida praćena su primenom optičkog sistema (eng. *Digital Image Correlation* system). Detaljniji prikaz razvoja oštećenja tokom eksperimentalnih ispitivanja za zidove W7 i W8 dat je u [9, 11].

Na Slici 2 prikazane su prosečne eksperimentalne ovojnice odgovora zidova W7 i W8 za pozitivan i negativan smer opterećenja. Na osnovu dobijenih histereznih krivih, njihovih ovojnica i razvoja oštećenja tokom ispitivanja, definisana su tri karakteristična granična stanja: granično stanje oštećenja, granično stanje maksimalne otpornosti i granično stanje blizu kolapsa, koje predstavlja poslednje eksperimentalno zabeleženo stanje pre kolapsa zida. Navedena granična stanja označena su na Slici 2 krugovima različitih boja (zelena – granično stanje oštećenja, plava – granično stanje maksimalne otpornosti i magenta – granično stanje blizu kolapsa).



Slika 2: Eksperimentalno dobijene ovojnice odgovora zidova W7 i W8 sa označenim graničnim stanjima.

3. OPIS I VALIDACIJA 3D NUMERIČKOG MODELA

Za simulaciju seizmičkog odgovora ispitivanih zidova sa AB serklažima razvijen je 3D model sa konačnim elementima u programu Abaqus/Explicit [13], primenom pojednostavljenog pristupa mikro-modeliranja. Ovakav pristup odabran je kako bi se adekvatno opisao globalni seizmički odgovor zidova, ali i karakteristični lokalni mehanizmi oštećenja, uključujući efekat „odsecanja“ isturenog dela zida na kontaktu zida i AB serklaža (eng. *shear-off effect*). U ovom radu prikazane su samo osnovne karakteristike 3D numeričkog modela, dok su njegov detaljan opis i validacija na osnovu eksperimentalnih rezultata dati u [10, 11].

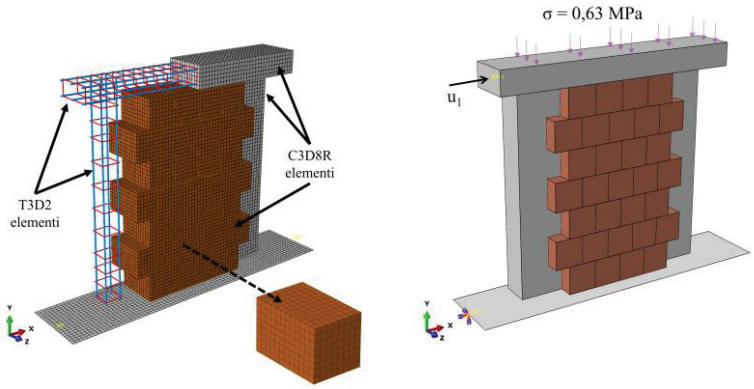
Geometrija ispitivanog zida modelirana je u celosti, sa izuzetkom temeljne AB grede, koja je, zbog svoje velike krutosti i potrebe za smanjenjem ukupnog vremena numeričke analize, predstavljena kao uklještena kruta ploča. Vertikalni AB serklaži povezani su sa krutom pločom primenom funkcije „*Tie Constraint*“ u programu Abaqus. Blokovi i AB elementi (vertikalni i horizontalni serklaži) modelirani su 3D prostornim konačnim elementima sa redukovanom integracijom (C3D8R), dok su podužna i poprečna armatura modelirane sa T3D2 konačnim elementima, kao što je prikazano na Slici 3a.

Validacija 3D numeričkog modela zasnovana je na rezultatima eksperimentalnih ispitivanja dva zida. Pri razvoju numeričkog modela usvojena su određena pojednostavljenja, zasnovana na pristupima prethodno primenjenim u literaturi. Najpre, blokovi sa vertikalnim šupljinama idealizovani su kao puni elementi, pri čemu je uticaj šupljina uzet u obzir odgovarajućom modifikacijom mehaničkih karakteristika materijala blokova, odnosno modula elastičnosti E_m i čvrstoće na pritisak f_m, prema pristupu koji su predložili Stavridis i Shing [14]. Naneto opterećenje u numeričkom modelu odgovaralo je eksperimentalnim uslovima, sa izuzetkom horizontalnog opterećenja, koje je umesto cikličnog zadato kao monotono. Ovakav pristup omogućava adekvatno opisivanje globalnog odgovora i dominantnih mehanizama oštećenja, ali ne omogućava eksplicitno obuhvatanje histereznih efekata, kao što su „*pinching*“ efekat, degradacija krutosti i kumulativno smanjenje nosivosti. Ipak, ovakvo pojednostavljenje često se

primenjuje u numeričkim simulacijama zidova sa serklažima i AB ramova sa zidanom ispunom, jer omogućava direktno poređenje sa eksperimentalno dobijenim obvojnicama odgovora tih konstruktivnih sistema [15, 16].

Interakcija između armature i betona definisana je primenom funkcije „*Embedded Constraint*“ u programu Abaqus [13]. Kontakti između pojedinačnih blokova, kao i između blokova i AB elemenata, definisani su odgovarajućim kontaktima koji uključuju trenje, koheziju i kruti kontakt (eng. „*Tie Constraint*“), detaljno opisanim u [11]. Nelinearno ponašanje betona i blokova simulirano je primenom materijalnog modela *Concrete Damaged Plasticity* (CDP).

Granični uslovi i naneto opterećenje u numeričkom modelu definisani su tako da odgovaraju uslovima eksperimentalnog ispitivanja (Slika 3b). Opterećenje je naneto u tri uzastopna koraka: a) nanošenje sopstvene težine elemenata, b) nanošenje konstantnog aksijalnog opterećenja u iznosu od 0,63 MPa i c) nanošenje horizontalnog pomeranja u ravni zida (monotono, u pozitivnom smeru), odnosno s leva na desno, u referentnoj tački RP-1 gornjeg horizontalnog serklaža, kao što je prikazano na Slici 3b.

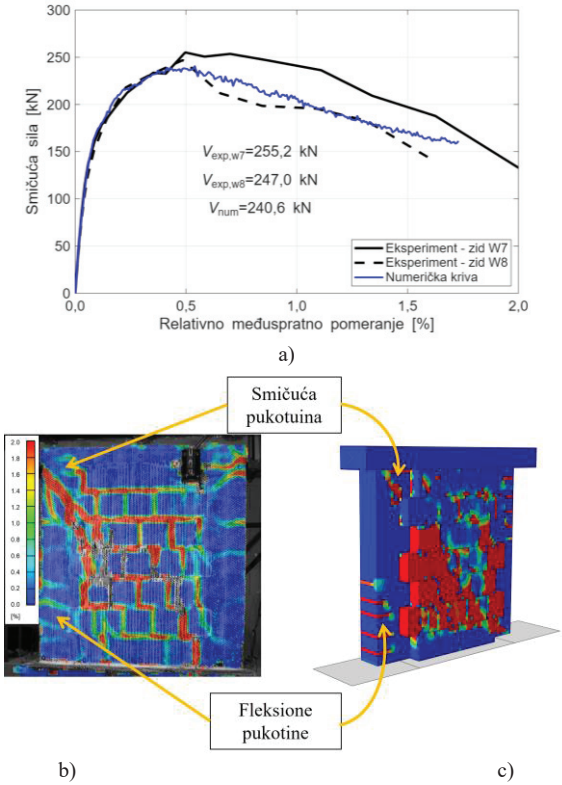


a) b)

Slika 3: 3D mikro-model u programu Abaqus: a) mreža konačnih elemenata i tipovi korišćenih konačnih elemenata; b) naneto opterećenje (preuzeto iz [10]).

Validacija 3D mikro-modela [11] izvršena je poređenjem numeričkih i eksperimentalnih rezultata. Na Slici 4a prikazano je poređenje globalnog odgovora zida, tj. odnosa smičuće sile i relativnog međuspratnog pomeranja (drift) zida. Numerički model je uspešno reprodukovao ključne karakteristike eksperimentalnog odgovora, uključujući početnu krutost, maksimalnu nosivost i ponašanje nakon dostizanja maksimalne nosivosti. Maksimalna nosivost u numeričkom modelu dostignuta je pri driftu od približno 0,54%, što je veoma blisko eksperimentalno dostignutoj vrednosti od približno 0,5%. Razlike u maksimalnoj smičućoj nosivosti relativno su male i iznose približno 6% i 3% za zidove W7 i W8, redom.

Pored globalnog odgovora, sposobnost numeričkog modela da reprodukuje raspodelu napona i lokalne mehanizme oštećenja detaljno je analizirana u radu Krtinića i sar. [11]. Na Slikama 4b i 4c upoređene su glavne deformacije dobijene iz optičkih merenja upotrebom DIC sistema tokom eksperimenta i raspodela oštećenja dobijena numeričkom simulacijom pri driftu od 1,0%. Uočena je veoma dobra saglasnost, posebno u pogledu razvoja oštećenja u AB vertikalnim serklažima. U oba slučaja najpre se javljaju horizontalne pukotine usled uticaja savijanja pri dnu serklaža, dok se pri većim nivoima relativnog međuspratnog pomeranja razvija dominantna dijagonalna pukotina nastala usled smicanja, koja se iz zida prostire ka gornjem delu levog i donjem delu desnog AB serklaža.



Slika 4: a) Poređenje eksperimentalne i numeričke krive smičuća sila–relativno međuspratno pomeranje; b) glavne deformacije dobijene optičkim DIC sistemom; c) 3D prikaz raspodele pukotina dobijene numeričkom simulacijom (preuzeto iz [10]).

Dobijeni rezultati pokazuju da validirani 3D mikro-model pouzdano reprodukuje globalni i lokalni odgovor ispitanih zidova sa AB serklažima i da se može koristiti kao referentni model za dalje analize i sprovođenje parametarske studije. Ipak, validacija je izvršena na dva eksperimentalno ispitana zida identične geometrije i pri istim uslovima opterećenja, zbog čega je sposobnost modela da reprodukuje odgovor potvrđena prvenstveno za razmatrani sistem. Dodatna validacija na zidovima različitih dimenzija i pri različitim nivoima vertikalnog opterećenja dodatno bi potvrdila primenljivost usvojenog pristupa mikro-modeliranja.

4. REGRESIONI PREDIKTIVNI MODELI ODZIVA ZIDOVA SA SERKLAŽIMA

U ovom odeljku predstavljen je postupak zasnovan na bazi rezultata numeričkih analiza, usmeren ka razvoju regresionih prediktivnih modela za procenu seizmičkog odgovora zidova sa serklažima i racionalnije dimenzionisanje AB vertikalnih serklaža. Razvijeni modeli zasnovani su na bazi od 126 numeričkih analiza [10], formiranih primenom pojednostavljenog pristupa 3D mikro-modeliranja u programu Abaqus/Explicit. Svi modeli razvijeni su na osnovu prethodno validiranog numeričkog modela prikazanog u Poglavlju 3. Parametarskom studijom obuhvaćeni su ključni parametri koji utiču na seizmički odgovor zidova sa serklažima, uključujući dva odnosa visine i dužine zida (AR = 1,11 i AR = 0,65), sa dužinama zidova od 1,25 m i 2,50 m i konstantnom visinom od 1,95 m, tri nivoa aksijalnog napona (0,30, 0,63 i 0,90 MPa), kao i sistematske varijacije poprečnog preseka serklaža (dimenzije i oblik) i načina armiranja (procenat i raspored podužne i poprečne armature). Odgovor svakog numeričkog modela opisan je ključnim

izlaznim parametrima, od kojih su u ovom radu razmatrani maksimalna nosivost zida F_{max} i smičuća sila (SF) u AB serklažima pri dostizanju maksimalne nosivosti F_{max}.

U cilju razvoja praktičnih prediktivnih izraza pogodnih za inženjersku primenu, rezultati numeričkih analiza dodatno su obrađeni u programu MATLAB [12], korišćenjem paketa *Statistics and Machine Learning Toolbox*. Primenjena je regresiona analiza u okviru alata *Regression Learner*, pri čemu su odabrani geometrijski, mehanički i parametri armiranja korišćeni kao ulazne prediktorske promenljive. Ciljne promenljive definisane su kao: (a) maksimalna nosivost zida F_{max} i (b) smičuća sila (SF) u AB serklažima pri dostizanju maksimalne nosivosti F_{max}.

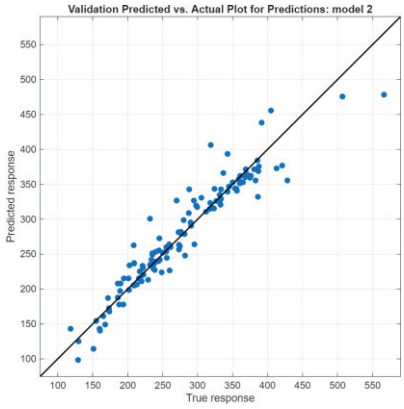
Razmatrano je više regresionih algoritama dostupnih u okviru navedenog paketa, uključujući modele linearne regresije (eng. *Linear regression model*) i regresionog stabla (eng. *Regression tree*). Tačnost razvijenih modela ocenjena je primenom standardnih statističkih pokazatelja, kao što su koeficijent determinacije R^2 i koren srednje kvadratne greške RMSE (eng. *Root Mean Squared Error*). Cilj je bio razviti prediktivne modele koji, pored zadovoljavajuće tačnosti, zadržavaju dovoljnu jednostavnost za formulisanje izraza pogodnih za praktičnu inženjersku primenu.

4.1. PREDIKTIVNI MODEL ZA MAKSIMALNU NOSIVOST ZIDOVA F_{max}

Prvi cilj primenjenog postupka zasnovanog na mašinskom učenju bio je predviđanje maksimalne nosivosti zidova sa serklažima F_{max}. Regresioni postupak prethodno opisan primenjen je na celokupnu bazu rezultata numeričkih analiza (126 modela), pri čemu je korišćeno devet promenljivih kojima su obuhvaćeni geometrija zida, nivo aksijalnog opterećenja zida, mehaničke karakteristike zida i karakteristike AB serklaža.

Model linearne regresije razvijen je primenom petostruke unakrsne validacije, pri čemu je baza podataka podeljena na pet delova koji su naizmenično korišćeni za razvoj i validaciju modela. Dobijena vrednost koeficijenta determinacije R^2 iznosila je 0,91, što pokazuje da se približno 91% varijabilnosti numerički dobijenih vrednosti F_{max} može objasniti odabranim promenljivim. Vrednost RMSE iznosi 24,0 kN, što predstavlja relativno malu prosečnu grešku predviđanja u odnosu na celokupan opseg dobijenih nosivosti (približno 120–570 kN). Pored toga, vrednost MAPE (eng. *Mean Absolute Percentage Error*) od približno 6% dodatno ukazuje na visoku tačnost predviđanja razvijenog modela.

Na Slici 5 prikazano je poređenje numerički dobijenih vrednosti maksimalne nosivosti zidova i odgovarajućih vrednosti predviđenih modelom linearne regresije. Rezultati pokazuju visok stepen korelacije između rezultata numeričkih analiza i vrednosti dobijenih regresionim modelom.



Slika 5: Poređenje numerički dobijenih i predviđenih vrednosti maksimalne nosivosti zidova sa serklažima primenom modela linearne regresije.

Regresioni koeficijenti prikazani su u Tabeli 1. Kolona "Regresioni koeficijent" predstavlja koeficijente linearnog regresionog modela, koji se množe sa odgovarajućim parametrima u tabeli, izraženim u navedenim jedinicama, kako bi se dobila predviđena vrednost F_{max} u kN. P-vrednost pruža informaciju o statističkoj značajnosti pojedinačnih prediktorskih promenljivih, pri čemu manje vrednosti ukazuju na veću statističku značajnost.

Tabela 1: Regresioni koeficijenti i statistički pokazatelji za predviđanje maksimalne nosivosti zida F_{max} u kN (za razmatrane numeričke modele).

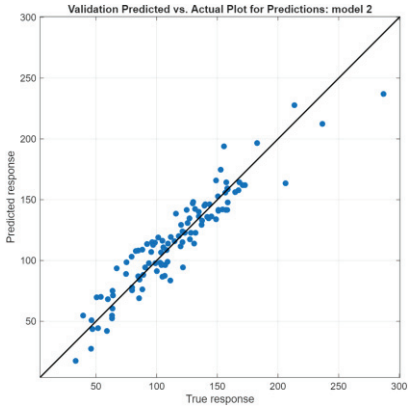
Parametar	Regresioni koeficijent	P-vrednost
Dužina zida [mm]	+0.0891	3.44E-53
Visina zida [mm]	-0.2005	6.25E-18
Širina AB serklaža [mm]	+0.8838	1.43E-38
Visina AB serklaža [mm]	+0.3046	5.48E-06
Aksijalno opterećenje [MPa]	+72.2328	6.95E-15
Koeficijent armiranja poprečnom armaturom [%]	+65.6262	0.0239
Koeficijent armiranja podužnom armaturom [%]	+25.798	0.0459
Veza na zub [da/ne]	+35.4164	5.06E-04
Čvrstoća na pritisak zida [MPa]	+15.583	6.97E-10

Rezultati pokazuju da razmatrani parametri imaju statistički značajan uticaj na predviđanje maksimalne nosivosti zida (P<0,05), uključujući dužinu i visinu zida, širinu i visinu poprečnog preseka serklaža, nivo aksijalnog opterećenja, procenat armiranja serklaža poprečnom i podužnom armaturom, način ostvarivanja veze na zub, kao i čvrstoću zida pri pritisku. Iako su procenti poprečne i podužne armature statistički značajni, njihov uticaj je relativno manji u poređenju sa dominantnim geometrijskim i mehaničkim parametrima.

4.2. PREDIKTIVNI MODEL ZA SMIČUĆU SILU U SERKLAŽIMA

Drugi cilj primenjenog postupka bio je predviđanje smičuće sile u AB serklažima (SF) pri dostizanju maksimalne nosivosti zida F_{max}. Model linearne regresije razvijen je primenom istog postupka petostruke unakrsne validacije kao i prethodno opisani model za F_{max}. Dobijena vrednost koeficijenta determinacije R^2 iznosila je 0,88, što pokazuje da se približno 88% varijabilnosti numerički dobijenih vrednosti smičuće sile može objasniti odabranim promenljivim. Vrednost RMSE iznosi 14,61 kN, što predstavlja relativno malu grešku u odnosu na celokupan opseg dobijenih smičućih sila (približno 40–280 kN). Takođe, vrednost MAPE od približno 11,5% dodatno ukazuje na dobru tačnost predviđanja razvijenog modela. Na Slici 6 prikazano je poređenje numerički dobijenih vrednosti smičuće sile u AB serklažima (SF) i odgovarajućih vrednosti predviđenih modelom linearne regresije.

Regresioni koeficijenti i odgovarajući statistički pokazatelj prikazani su u Tabeli 2. Kolona "Regresioni koeficijent" predstavlja koeficijente linearnog regresionog modela koji se koriste za izračunavanje predviđene vrednosti smičuće sile (SF, u kN) na osnovu odgovarajućih ulaznih parametara. Rezultati pokazuju da dužina i visina zida, širina i visina poprečnog preseka serklaža, nivo aksijalnog opterećenja, kao i procenti armiranja serklaža poprečnom i podužnom armaturom imaju statistički značajan uticaj na smičuću silu (P<0,05). Nasuprot tome, način ostvarivanja veze na zub nije pokazao statistički značajan uticaj na smičuću silu u okviru analizirane baze podataka (P=0,4033).



Slika 6: Poređenje numerički dobijenih i predviđenih vrednosti smičuće sile u AB serklažima (SF) primenom modela linearne regresije.

Tabela 2: Regresioni koeficijenti i statistički pokazatelj za predviđanje smičuće sile SF u kN (za razmatrane numeričke modele).

Parametar	Regresioni koeficijent	P-vrednost
Dužina zida [mm]	+0.0145	1.03E-09
Visina zida [mm]	-0.1099	1.13E-14
Širina AB serklaža [mm]	+0.5948	1.62E-37
Visina AB serklaža [mm]	+0.215	5.53E-07
Aksijalno opterećenje [MPa]	+83.5695	1.49E-27
Koeficijent armiranja poprečnom armaturom [%]	+42.4284	0.0293
Koeficijent armiranja podužnom armaturom [%]	+25.9446	0.0022
Veza na zub [da/ne]	+5.2048	0.4033

5. ZAKLJUČAK

U ovom radu analiziran je seizmički odgovor zidova sa serklažima kombinovanjem naprednog numeričkog modeliranja i regresionih tehnika zasnovanih na mašinskom učenju. Primenom validiranog pojednostavljenog 3D mikro-modela formirana je baza od 126 numeričkih analiza, na osnovu koje su razvijeni regresioni prediktivni modeli za maksimalnu nosivost zida (F_{max}) i smičuću silu u AB serklažima (SF).

Razvijeni modeli linearne regresije pokazali su visoku tačnost predviđanja maksimalne nosivosti zidova (R^2=0,91) i smičuće sile u serklažima (R^2=0,88). Statistička analiza pokazala je da uticaj pojedinačnih parametara zavisi od razmatrane veličine odgovora. Na maksimalnu nosivost zida (F_{max}) statistički značajno utiču geometrijske karakteristike zida i serklaža, nivo aksijalnog opterećenja i čvrstoća zida pri pritisku, dok su procenat podužne armature i način ostvarivanja veze na zub takođe statistički značajni, ali sa manjim uticajem. Sa druge strane, na smičuću silu u AB serklažima (SF) statistički značajno utiču geometrijske karakteristike zida i serklaža, nivo aksijalnog opterećenja, kao i procenti armiranja poprečnom i podužnom armaturom, dok način ostvarivanja veze na zub nije pokazao statistički značajan uticaj.

Potrebno je naglasiti da su zaključci predstavljeni u ovom radu prvenstveno zasnovani na rezultatima numeričkih analiza specifičnog sistema zidova sa serklažima. Dalja istraživanja treba usmeriti ka proširenju oblasti primene predložene metodologije, uključujući validaciju na većoj bazi eksperimentalnih rezultata, razmatranje dodatnih parametara koji mogu uticati na seizmički odgovor, kao i primenu drugih regresionih modela radi dodatne procene i unapređenja tačnosti predviđanja. Dobijeni regresioni modeli predstavljaju osnovu za racionalnije dimenzionisanje AB

vertikalnih serklaža prema realnim vrednostima smičućih sila, bez potrebe za sprovođenjem složenih 3D numeričkih analiza za svaki pojedinačni slučaj.

ZAHVALNOST

Istraživanje prikazano u ovom radu podržala je Javna agencija za naučno-istraživačku i inovacionu delatnost Republike Slovenije. Autori se zahvaljuju na pruženoj podršci.

REFERENCE

[1] Brzev S, Mitra K. Earthquake-resistant confined masonry construction, National Information Centre of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, Kanpur, 2018.

[2] Meli R, Brzev S, Astroza M, et al. Seismic design guide for low-rise confined masonry buildings, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, 2011.

[3] Gams M, Triller P, Jäger A. In-plane seismic behaviour of URM and confined masonry built from vertically perforated blocks and polyurethane glue, Structures, 58, 2023, 105528.

[4] Gams M, Triller P, Tomaževič M, Jäger A. Test of three-storey confined masonry structure built from clay blocks and PU glue, Journal of Building Engineering, 91, 2024, 109696.

[5] CEN. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.

[6] CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.

[7] Borah B, Kaushik H. B, Singhal V. Seismic force distribution in members of confined masonry buildings, Engineering Structures, 266, 2022, 114605.

[8] Borah B, Gupta A, Singhal V, Kaushik H. B. Design of tie-columns in confined masonry structures for lateral loads, Earthquake Spectra, 40, 2024, 2116-2136.

[9] Krtinić N, Marinković M, Gams M. Numerical macro- and micro-modeling of confined masonry walls with emphasis on seismic forces in tie-columns, Journal of Earthquake Engineering, 2026, 1-38.

[10] Krtinić N. The influence of tie-columns on seismic response of confined masonry walls, PhD Thesis, University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, 2026.

[11] Krtinić N, Marinković M, Gams M. Numerical analysis of the seismic response of a confined masonry system, Engineering Structures, 353, 2026, 122288.

[12] MathWorks. MATLAB, The MathWorks, Inc., Version R2025a, 2025.

[13] Dassault Systèmes Simulia Corporation. Abaqus/Explicit FEA, Version 6.24, 2023.

[14] Stavridis A, Shing P. B. Finite element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames, Journal of Structural Engineering, 135, 2009, 285-296.

[15] Yacila J, Camata G, Salsavilca J, Tarque N. Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach, Engineering Structures, 201, 2019, 109731.

[16] Marques R, Pereira J. M, Lourenço P. B. Lateral in-plane seismic response of confined masonry walls: From numerical to backbone models, Engineering Structures, 221, 2020, 111098.

S-12
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026075J

Đorđe Jocković[1], Marko Marinković[2]

RETROFIT OF THE MASONRY STRUCTURE OF THE HOTEL: ASPECTS OF SEISMIC DESIGN AND STRENGTHENING MEASURES

Summary: The paper deals with the reconstruction of the masonry structure of the existing hotel building from the aspect of seismic calculation and definition of adequate strengthening measures. The existing state of the structure, the identification of critical zones and the assessment of load capacity according to current regulations were analyzed. Special focus is on the modeling of the masonry structure and the impact of irregularities on the seismic response of the building. The key steps in the calculation are presented, including the selection of the appropriate model and seismic loading. Proposed strengthening measures include improvement of connections between walls and mezzanine structures, local and global strengthening of walls, as well as application of modern materials and techniques. The aim of the paper is to present the calculation approaches as well as the details of the implementation of constructive strengthening measures that are specific to reconstruction projects.

Keywords: unreinforced masonry, confined masonry, strengthening, connection details

REKONSTRUKCIJA ZIDANE KONSTRUKCIJE HOTELA: ASPEKTI SEIZMIČKOG PRORAČUNA I MERA OJAČANJA

Rezime: Rad se bavi rekonstrukcijom zidane konstrukcije postojećeg hotelskog objekta sa aspekta seizmičkog proračuna i definisanja adekvatnih mera ojačanja. Analizirani su postojeće stanje konstrukcije, identifikacija kritičnih zona i procena nosivosti prema aktuelnim propisima. Poseban fokus je na modeliranju zidane konstrukcije i uticaju nepravilnosti na seizmički odgovor objekta. Prikazani su ključni koraci u proračunu, uključujući izbor odgovarajućeg modela i seizmičkog opterećenja. Predložene mere ojačanja obuhvataju unapređenje veza između zidova i međuspratnih konstrukcija, lokalno i globalno ojačanje zidova, kao i primenu savremenih materijala i tehnika. Cilj rada je da se predstave pristupi u proračunu kao i detalji izvođenja konstruktivnih mera ojačanja koji su specifični za projekte rekonstrukcije.

Ključne reči: nearmirana zidarija, zidarija sa serklažima, ojačanja, detalji veza

[1] Congroup d.o.o, Belgrade, Serbia
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs

1. UVOD

Rekonstrukcija postojećih zidanih zgrada postaje sve značajniji deo projektantske prakse. Veliki broj objekata u centralnim gradskim zonama izgrađen je pre uvođenja savremenih seizmičkih propisa, a tokom dugog perioda korišćenja na njima su izvođene adaptacije različitog obima i kvaliteta. U takvim zgradama nosivost ne zavisi samo od prvobitnog sistema, već i od stanja materijala, rasporeda otvora, veze zidova sa međuspratnim konstrukcijama i posledica naknadnih intervencija. Zbog toga se postojeći objekat ne može pouzdano oceniti samo na osnovu arhivskih crteža ili tipičnih vrednosti mehaničkih karakteristika.

Zidane konstrukcije su posebno osetljive na seizmička dejstva zbog male zatezne čvrstoće, ograničene duktilnosti i izražene zavisnosti odgovora od prostorne povezanosti zidova i tavanica. Nepravilnosti u osnovi i po visini, mešoviti sistemi tavanica, veliki otvori i slabe veze mogu dovesti do nepovoljne raspodele sila, lokalnog prekoračenja nosivosti i mehanizama van ravni. Evrokod 8, deo 3, zato procenu postojećih zgrada zasniva na nivou poznavanja konstrukcije, obimu istražnih radova i odgovarajućim faktorima poverenja [3].

U radu je prikazan postupak primenjen pri rekonstrukciji Hotela Union u Beogradu. Cilj nije bio samo da se prikaže konačno rešenje ojačanja, već redosled odluka koje su do njega dovele: od pregleda i ispitivanja, preko formiranja modela i definisanja seizmičkog dejstva, do provere pojedinačnih zidova i projektovanja konstruktivnih detalja. Ovakav prikaz je važan jer se kod složenih rekonstrukcija proračun i projektovanje ne odvijaju linearno. Rezultati jedne faze često zahtevaju korekciju prethodne pretpostavke, dopunsko ispitivanje ili izmenu planirane intervencije.

2. OBJEKAT I ZATEČENO STANJE

Hotel Union nalazi se u Kosovskoj ulici broj 11, u zaštićenom gradskom tkivu Beograda. Objekat je spratnosti Po+Su+Pr+5+Pk, uz galeriju i mezanin kao međunivoe. Konstrukcija je nastajala u fazama, a dominantni vertikalni noseći sistem čine masivni zidovi od pune opeke. Geometrija objekta je izdužena, sa više spojenih celina i različitim nivoima oslanjanja, što je zahtevalo pažljivo povezivanje arhitektonskih osnova, snimljenog stanja i konstruktivne dispozicije [1,2].

a)

b)

Slika 1: Hotel Union: (a) ulična fasada; (b) zatečeno stanje galerije

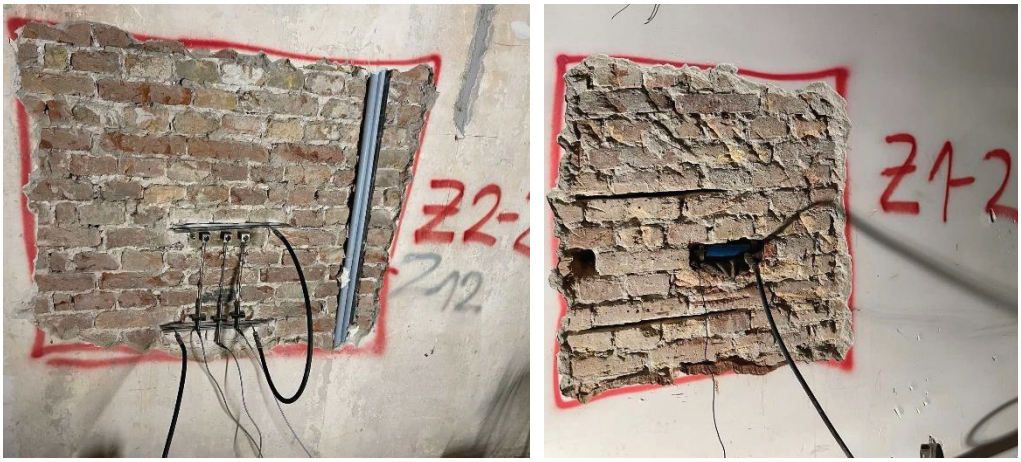
Zatečeno stanje (Slika 1) pokazalo je izrazitu heterogenost međuspratnih konstrukcija. Na nižim nivoima prisutne su rebraste tavanice, pune AB ploče i sistemi čeličnih greda, dok su na višim etažama zastupljene tavanice tipa „Avramenko“ i drvene tavanice. U prizemlju i galeriji ranije su izvođene intervencije radi promene funkcije prostora; pojedini čelični profili su presečeni radi instalacija, a lokalno su dodavani zidani stubovi i oslonci. Takve intervencije nisu bile sistemski povezane i otežavale su pouzdano praćenje prenosa opterećenja.

Planirana rekonstrukcija obuhvatila je promenu organizacije prostora, zamenu ili ojačanje tavanica, formiranje novih otvora, uvođenje novih AB elemenata i uređenje potkrovlja i krova. Veći deo postojećih nosećih zidova trebalo je zadržati, ali uz dokaz da mogu da prihvate nova gravitaciona i seizmička dejstva. Zbog toga je projektni zadatak istovremeno obuhvatio procenu postojeće zidarije, projektovanje novih AB elemenata i razradu njihovih veza sa starom konstrukcijom.

3. ISPITIVANJA I ULAZNI PODACI

Prvi korak bio je pregled raspoložive dokumentacije i vizuelni pregled svih dostupnih etaža. Evidentirani su tipovi tavanica, debljine i pravci zidova, položaj otvora, promene sloga zidarije, zone naknadnog betoniranja i čelični elementi. Na osnovu pregleda definisan je program ispitivanja koji je obuhvatio karakterizaciju opeke i maltera, in-situ određivanje naprezanja i deformabilnosti zidova, ispitivanje početne nosivosti zida na smicanje, kao i provere geometrije i armiranja karakterističnih AB elemenata [1].

Kod masivnih zidanih objekata posebno je važno da se vrednosti ne usvoje samo na osnovu pretpostavke i godine gradnje. Ispitivanja Hotela Union (Slika 2) pokazala su veliku razliku između donjih i gornjih etaža. Opeka je zadržala relativno povoljne vrednosti čvrstoće, dok je kvalitet maltera na višim spratovima bio znatno niži. Posledica je pad karakteristične čvrstoće zida sa 4,0–4,4 MPa u podrumu i prizemlju na 1,9–2,1 MPa na višim etažama. Upravo ova razlika bitno utiče na rezultate provere, naročito na zidove koji pored gravitacionog opterećenja prihvataju i velike seizmičke sile.



a) b)

Slika 2: Primeri in-situ ispitivanja zidarije: (a) ispitivanje modula elastičnosti; (b) ispitivanje početne nosivosti spojnica na smicanje

Za globalni model usvojeni su (Tabela 1) modul elastičnosti zidarije E=3700 MPa, Poasonov koeficijent 0,10, specifična težina 14,28 kN/m³ i početna karakteristična čvrstoća na smicanje f_{vk0}=0,18 MPa. Za nove AB elemente usvojeni su beton C30/37 i armatura B500, a za čelična ojačanja čelik S235. U projektantskom smislu, rezultati ispitivanja imali su dvostruku ulogu:

sprečili su precenjivanje zidova na gornjim etažama, ali su istovremeno omogućili da se povoljnije vrednosti donjih zidova iskoriste u proračunu. Pored navedenih rezultata, ispitana su i svojstva betona i armature, položaj i prečnik armature, kao i debljina zaštitnog sloja i dimenzije AB tavanica (korišćenjem radara i ultrazvuka). Zbog ograničene dužine rada, ti detalji nisu prikazani.

Tabela 1: Usvojene karakteristike zidarije na osnovu ispitivanja [1,2]

Etaža	Normalizovana čvrstoća opeke fb [MPa]	Čvrstoća maltera fm [MPa]	Karakteristična čvrstoća zida fk [MPa]
Podrum	11,3	4,9	4,0
Prizemlje	11,3	7,7	4,4
I sprat	9,4	0,7	2,1
II sprat	9,4	0,6	2,1
III sprat	9,4	0,5	1,9

4. KONCEPCIJA REKONSTRUKCIJE

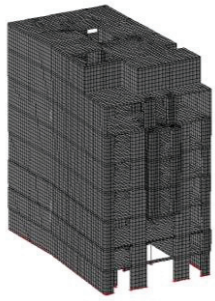
Koncepcija rekonstrukcije (Tabela 2) formirana je tako da se postojeći zidani sistem zadrži kao glavni vertikalni noseći sistem kome se dodaju AB serklaži i konstrukcija postaje zidana sa serklažima, dok se prostorna povezanost i prenos horizontalnih sila unapređuju novim tavanicama i ciljanim AB ojačanjima. Sve drvene tavanice se uklanjaju i zamenjuju punim AB pločama debljine 20 cm. Kod tavanica tipa „Avramenko“ uklanjaju se dva rebra i ploča između njih, dok se svako treće rebro zadržava i koristi kao privremeni razupirač dok se ne izlije nova AB ploča. Na taj način se smanjuje obim rušenja, ali se dobija kontinuirana horizontalna dijafragma kruta u svojoj ravni.

Tabela 2: Uloga glavnih intervencija u ukupnoj koncepciji rekonstrukcije

Element / intervencija	Osnovna funkcija	Uticaj na proračunski model
Nove AB ploče 20 cm	Zamena dotrajalih tavanica i formiranje krutih dijafragmi	Povećanje mase i krutosti; pouzdaniji prenos horizontalnih sila
AB ramovi i stubovi	Preuzimanje velikih gravitacionih opterećenja i ukrućenje nižih etaža	Promena raspodele sila i rasterećenje kritičnih zidova
Horizontalni i vertikalni serklaži	Povezivanje zidova i povećanje nosivosti na savijanje (zatezanje) i smičuće nosivosti	Doprinos lokalnoj nosivosti i prostornoj stabilnosti
FRCM ojačanje	Povećanje nosivosti odabranih zidova bez velikog povećanja mase, i povećanje duktilnosti	Lokalno povećanje V_{Rd} i otpornosti u/van ravni
Čelični profili	Ojačanje zadržanih delova tavanica	Lokalni prenos opterećenja bez potpunog rušenja

U nižem delu objekta (Slika 3a), gde su rasponi veći i gde se formiraju otvoreni hotelski sadržaji, predviđeni su novi AB ramovi sa obe strane postojećih AB ramova u osama 5, 6 i 7, novi stubovi u osama 2, 3 i 4 i lokalne AB grede iznad velikih otvora. Postojeće temelje u zonama novih ramova potrebno je proširiti i ojačati. Zidovi koji ne zadovoljavaju proveru ili su važni za prostornu stabilnost ojačavaju se serklažima i FRCM sistemom.

a)



b)

Slika 3: (a) Osnova prizemlja: novoprojektovano stanje sa novim nosećim elementima; (b) trodimenzionalni model konstrukcije Hotela Union

5. NUMERIČKI MODEL I SEIZMIČKO DEJSTVO

Trodimenzionalni model (Slika 3b) formiran je u programu MINEA i prenet u InfoCAD za metodu konačnih elemenata. Zidovi su modelirani površinskim shell elementima sa stvarnim otvorima i promenama debljine, dok su ploče takođe modelirane shell elementima. Grede, stubovi i novi ramovi predstavljeni su linijskim elementima. S obzirom na to da je podrum znatno krući i ukopan, seizmički deo modela obuhvatio je zidove od prizemlja do poslednje etaže, a oslonci su postavljeni duž donjih ivica zidova i stubova prizemlja [2].

Seizmičko dejstvo (Tabela 3) definisano je multimodalnom spektralnom analizom prema SRPS EN 1998-1 [4]. Za lokaciju u Beogradu usvojeno je referentno ubrzanje tla a_{gr}=0,10g za povratni period od 475 godina, faktor značaja γ_I=1, kategorija tla B i elastični spektar tipa 1. Za zidani sistem sa serklažima usvojen je faktor ponašanja q=2. Kombinovanje modalnih odziva izvršeno je SRSS postupkom, a dve horizontalne komponente kombinovane su pravilom 30%.

Tabela 3: Osnovni parametri seizmičke analize [2,4]

Parametar	Usvojena vrednost
Ukupna masa modela	3077,7 t
Prva tri perioda	T1=1,204 s; T2=0,568 s; T3=0,462 s
Broj modova	20
Projektno ubrzanje tla	ag=0,10g
Kategorija tla / spektar	B / tip 1
Faktor ponašanja	q=2,0
Kombinovanje pravaca	±Ex±0,3Ey i ±Ey±0,3Ex

Prvi ton dominantno aktivira masu u kraćem horizontalnom pravcu (u ovom pravcu konstrukcija ima daleko manje zidova), dok treći ton dominantno aktivira drugi pravac; između njih se javlja kombinovani translaciono-torzioni odgovor. To je očekivano za izduženu i

nepravilnu osnovu sa promenljivim rasporedom zidova. Zbog toga nije bilo opravdano svesti proveru na pojednostavljen etažni proračun. Prostorni model je bio potreban da bi se utvrdili zidovi koji realno prihvataju seizmičke sile i zone u kojima se javljaju nepovoljna zatezanja i smicanja.

6. POSTUPAK PROVERE ZIDANIH ZIDOVA

Pre provere nosivosti zidovi su razvrstani na primarne i sekundarne seizmičke elemente. Provereni su geometrijski uslovi za minimalnu debljinu, vitkost i odnos dužine zida prema visini susednog otvora prema SRPS EN 1998-1 [4]. Kratki zidovi koji ne mogu pouzdano da učestvuju u prijemu horizontalnih sila tretirani su kao sekundarni, ali je njihova stabilnost i veza sa tavanicama i dalje morala biti obezbeđena.

Za svaki primarni zid očitane su presečne sile u dnu, sredini i vrhu etažne visine. Provera na pritisak sprovedena je prema SRPS EN 1996-1-1 [5]:

$$N_{Rd} = f_k \cdot t \cdot l \cdot \Phi / \gamma_M \geq N_{Ed} \quad (1)$$

gde su f_k karakteristična čvrstoća zida, t i l debljina i efektivna dužina preseka, Φ faktor redukcije zbog vitkosti i ekscentriciteta, a γ_M parcijalni koeficijent materijala. Smičuća nosivost određena je na osnovu pritisnute dužine zida lc i projektne čvrstoće fvd:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c / \gamma_M \geq V_{Ed} \quad (2)$$

Pored klasične provere klizanja i smicanja, analizirano je prekoračenje glavnih zateznih napona, jer ono kod starih zidova često određuje pojavu prslina po dijagonali pre dostizanja nominalne smičuće nosivosti. Za svaki zid razmatrano je osam seizmičkih kombinacija: četiri sa dominantnim dejstvom u X pravcu i četiri sa dominantnim dejstvom u Y pravcu, uz oba znaka horizontalnih komponenti.

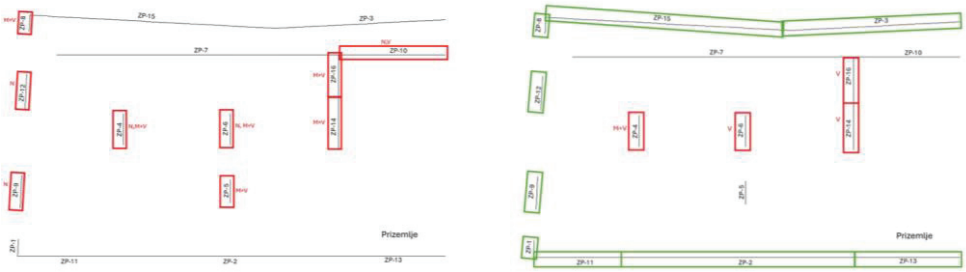
Praktičan redosled provere bio je sledeći: 1) usklađivanje oznaka zidova u modelu i crtežima; 2) izdvajanje merodavnih presečnih sila za stalnu i seizmičku situaciju; 3) provera pritiska i ekscentriciteta; 4) određivanje pritisnute dužine i provera smicanja; 5) provera glavnih zateznih napona; 6) klasifikacija nedostatka i izbor mere. Ovakva sistematizacija je bila neophodna jer se u modelu nalazi veliki broj zidnih segmenata, a isti zid može biti merodavan po različitom kriterijumu u različitim kombinacijama.

7. REZULTATI ANALIZE

Analiza je pokazala da nedovoljna nosivost nije koncentrisana samo na jednu etažu ili jedan tip zida. Na nižim etažama pojedini zidovi su bili merodavni zbog kombinacije savijanja i smicanja, dok su na višim etažama češće bili merodavni zbog zatezanje, koje direktno smanjuje pritisnu dužinu i samim tim nosivost na smicanje, što je još i povezano sa slabijim malterom i manjom karakterističnom čvrstoćom zidarije. Kritični elementi označeni (Slika 4) su prema dominantnom mehanizmu: V – smicanje, M+V – kombinovano savijanje i smicanje, Z – zatezanje i N – pritisak.

Početna analiza bez doprinosa novih serklaža izdvojila je veći broj zidova u prizemlju, galeriji, mezaninu i spratnim etažama. Nakon uvođenja horizontalnih i vertikalnih serklaža broj lokalno neadekvatnih zidova se smanjio, ali su ostali zidovi koji zahtevaju direktno ojačanje. Pored njih, odabrani su i zidovi kod kojih iskorišćenje nije formalno prekoračeno, ali čije ojačanje obezbeđuje kontinuitet po visini i povoljniju raspodelu seizmičkih sila (Slika 4).

Rezultati potvrđuju da sama provera pojedinačnog zida nije dovoljna za donošenje odluke. Na primer, lokalno ojačanje kratkog zida može povećati njegovu nosivost, ali ne mora poboljšati globalni tok sila ukoliko zid nema kontinuitet po visini ili odgovarajuću vezu sa dijafragmom. Zbog toga su mere definisane kombinovanjem lokalne potrebe i globalne uloge elementa u konstrukciji.



a) b)

Slika 4: Primer rezultata za prizemlje: (a) zidovi sa nedovoljnom nosivošću pre uvođenja vertikalnih serklaža; (b) konačan izbor zidova za ojačanje (crveno – proračunski zahtev, zeleno – zahtev prostorne stabilnosti)

8. MERE OJAČANJA

8.1. SERKLAŽI I FRCM OJAČANJE ZIDOVA

Vertikalni serklaži predviđeni su na slobodnim krajevima zidova, sa obe strane većih otvora, na ukrštanjima i unutar dugih zidova kada je razmak između serklaža veći od 5 m. Horizontalni serklaži povezuju zidove sa novim tavanicama i omogućavaju zatvaranje prostornog sistema. Njihov doprinos je uključen u proveru savijanja i smicanja, nakon čega su izdvojeni zidovi koji i dalje zahtevaju kompozitno ojačanje.

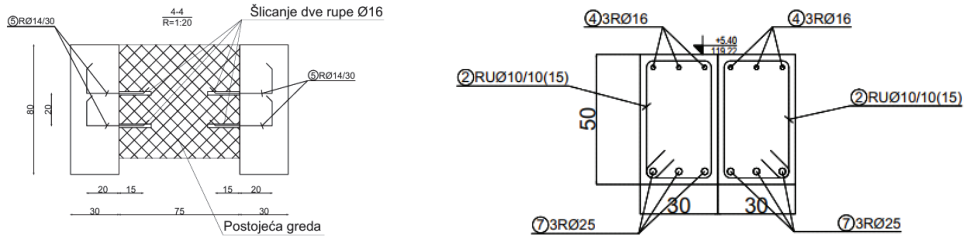
Za odabrane zidove primenjen je SIKA FRCM sistem sa alkalno otpornom dvosmernom mrežom u mineralnom malteru. U odnosu na klasično torkretiranje sa čeličnim mrežama, FRCM manje povećava masu, krutost i debljinu zida, lakše se prilagođava neravnim površinama i kompatibilniji je sa starom zidarijom. Sistem se izvodi (Slika 5) nanošenjem prvog sloja maltera, utiskivanjem mreže i nanošenjem završnog sloja dok je prethodni sloj još svež. Kada se ojačanje izvodi samo sa jedne strane, obavezno je mehaničko povezivanje sa zidom, a nosivost se redukuje prema smernicama [9]. Broj slojeva određen je za svaki zid prema potrebnom povećanju smičuće nosivosti. Za primenjeni sistem detaljisani su ankerni elementi i preklopi mreže; u projektu je usvojen raspored ankera približno 1,20 m, uz prilagođavanje geometriji zida i otvorima.

Slika 5: Redosled izvođenja FRCM ojačanje

8.2. GLOBALNE AB I ČELIČNE INTERVENCIJE

Lokalno ojačanje zidova nije moglo da reši sve posledice novog arhitektonskog programa i zamene tavanica. Zbog velikih raspona u nižem delu objekta projektovani su novi AB ramovi preseka 30×80 cm u osama 5, 6 i 7. Ramovi se protežu od podruma do mezanina, ukupne visine 12,65 m, a rasponi su 11,44 m i 12,34 m. Izvode se sa obe strane postojećih greda (Slika 6a) i ankerišu tako da se uspostavi zajedničko delovanje. U zonama novih ramova temelji se proširuju i ojačavaju. U zonama otvora izvode se nove AB grede koje se usecaju u zidove (Slika 6b).

Novi AB stubovi preseka 60×60 cm u osama 2, 3 i 4 preuzimaju opterećenja od novih tavanica i prenose ih na postojeće temeljne trake. Iznad otvora predviđene su AB grede, dok se deo postojeće tavanice u koridoru ojačava profilima HEA 180. Na potkrovnoj i krovnoj etaži uvedene su nove grede 30×60 cm za oslanjanje ploča i opreme.



a) b)

Slika 6: Globalne mere: (a) veza novog rama sa postojećom gredom; (b) izvođenje AB grede unutar zidanog zida (pola sa jedne strana pa pola sa druge strane zida)

Redosled izvođenja je sastavni deo konstruktivnog rešenja. Pre uklanjanja tavanica i zidnih segmenata potrebno je privremeno podupiranje, zatim izvođenje temelja i vertikalnih elemenata, povezivanje novih greda sa postojećom konstrukcijom, betoniranje dijafragmi i tek nakon postizanja potrebne čvrstoće prenos opterećenja. FRCM ojačanje se izvodi na pripremljenoj i saniranoj podlozi, nakon završetka grubih intervencija koje mogu izazvati dodatne deformacije zida.

9. REDOSLED IZVOĐENJA I KONTROLA KVALITETA

Kod ovako složene rekonstrukcije redosled radova nije samo organizaciono pitanje, već deo dokaza stabilnosti. Uklanjanje tavanice ili segmenta zida trenutno menja statički sistem i može aktivirati mehanizam koji nije obuhvaćen proračunom konačnog stanja. Zbog toga je pre početka radova potrebno izraditi plan (Tabela 4) privremenog podupiranja i jasno definisati zone koje se mogu istovremeno otvoriti. Radove treba izvoditi u ograničenim poljima, uz stalno praćenje prslina i deformacija susednih elemenata.

Prva faza obuhvata otkrivanje konstrukcije, proveru pretpostavljenih dimenzija, položaja oslonaca i stanja zidova u zonama veza. Kada se stvarno stanje razlikuje od podloga, projektant mora da proceni da li je razlika lokalna ili zahteva korekciju globalnog modela. Tek nakon potvrde geometrije izvode se proširenja temelja i novi vertikalni elementi, jer oni moraju biti spremni da prime opterećenje pre uklanjanja postojećih oslonaca i tavanica. Treba napomenuti da su drvene tavanice prve uklonjene jer ne pružaju krutu dijafragmu u ravni, ali se u uglovima prostorija, na sučeljavanjima zidova postavljeni čelični profili koji formiraju trougao, sa svrhom pružanja osiguranja i stabilnosti zidova van ravni.

U drugoj fazi izvode se AB ramovi, stubovi i glavne grede, sa projektovanim ankerisanjem u postojeće elemente. Posebno je važna priprema kontaktnih površina: uklanjanje slabih slojeva, hrapavljenje betona, čišćenje i pravilno postavljanje ankera. Kod novih ploča potrebno je obezbediti vezu sa obodnim zidovima i serklažima tako da ploča nakon očvršćavanja zaista funkcioniše kao horizontalna dijafragma, a ne samo kao novi gravitacioni element. AB grede su

izvođenje usecanjem do polovine debljine zida sa jedne strane, pa nakon očvršćavanja betona isto tako sa druge strane. Veza te dve polovine grede je ostvarena ili uzengijom koja se otvara ili ankerima.

FRCM ojačanje izvodi se nakon završetka grubih radova koji mogu izazvati dodatnu pojavu prslina. Površina zida mora biti očišćena od prašine, rastresitog maltera i nekompatibilnih premaza, a veće neravnine i oštećene fuge prethodno sanirane. Pre serijske primene korisno je izvesti probno polje, proveriti obradivost mineralne matrice, utiskivanje mreže i način postavljanja ankera. Kontrola ne sme da se svede na vizuelni pregled završne površine; potrebno je evidentirati položaj i broj slojeva mreže, dužine preklopa, raspored ankera i uslove nege maltera.

Rasterećenje privremenih podupirača vrši se postepeno, nakon potvrde postignute čvrstoće novih elemenata. U toj fazi kontrolišu se deformacije, pojava novih prslina i ponašanje spojeva između starog i novog dela. Dokumentovanje otkrivenog stanja, izmena i rezultata kontrolnih ispitivanja omogućava da izvedeno stanje bude pouzdana osnova za buduće preglede i održavanje objekta.

Tabela 4: Predloženi redosled izvođenja i ključne kontrolne tačke

Faza	Osnovne aktivnosti	Kontrolna tačka pre nastavka radova
1. Otkrivanje i podupiranje	Sondažna otvaranja, privremeni oslonci, geodetsko i vizuelno praćenje	Potvrđena geometrija, stabilno privremeno stanje i odobren plan rušenja
2. Temelji i vertikalni elementi	Proširenje temelja, novi stubovi i ramovi, ankerni spojevi	Kontrola podloge, armature, ankera i postignute čvrstoće betona
3. Grede i dijafragme	Lokalno rušenje tavanica, nove grede i AB ploče, obodni serklaži	Provera oslanjanja, kontinuiteta armature i veza ploča-zid
4. Ojačanje zidova	Sanacija podloge, FRCM slojevi, preklopi i ankere	Probna polja, kontrola debljine, položaja mreže i nege maltera
5. Rasterećenje podupirača	Postepeno aktiviranje novog sistema i završni pregled	Potvrđena čvrstoća, prihvatljive deformacije i zapisnik projektantskog nadzora

10. DISKUSIJA

Primer Hotela Union pokazuje da je najvažniji deo rekonstrukcije usklađivanje podataka iz ispitivanja sa modelom i stvarnim redosledom građenja. Razlika u čvrstoći maltera između prizemlja i gornjih etaža bila je veća od jednog reda veličine. Da su za sve zidove usvojene tipične ili prosečne vrednosti, pojedini gornji zidovi bili bi precenjeni, dok bi se donji zidovi nepotrebno ojačavali. Ispitivanja zato nisu samo formalni uslov, već direktno utiču na obim i cenu intervencija.

Zamena tavanica novim AB pločama ima povoljan efekat na prostornu povezanost, ali istovremeno povećava masu i menja raspodelu seizmičkih sila. Zbog toga se nova dijafragma ne može posmatrati odvojeno od zidova i temelja. Isto važi za nove ramove: oni rešavaju velike raspone i rasterećuju određene zidove, ali menjaju krutost nižih etaža i zahtevaju proveru prenosa sila na postojeće temelje. Povoljna situacija na ovom objektu je bila to što su slojevi tavanica bili jako debeli i velike mase, tako da je njihovo uklanjanje dovelo da značajnog vertikalnog rasterećenja temelja, tako da svi dodati novi elementi konstrukcije su ukupne mase manje od uklonjene mase sa objekta.

Konačno rešenje kombinuje tri nivoa intervencije. Prvi nivo čine nove tavanice i veze koje obezbeđuju celovitost. Drugi nivo čine AB ramovi, stubovi i grede koji preuzimaju velika lokalna gravitaciona opterećenja i oblikuju globalni sistem. Treći nivo čine serklaži i FRCM ojačanje

zidova. Ovakav pristup je racionalniji od uniformnog ojačavanja svih zidova, jer se mera bira prema mehanizmu nedostatka i ulozi elementa u sistemu.

Tokom izvođenja je potrebno kontinuirano upoređivati otkriveno stanje sa modelom, posebno u zonama skrivenih oslonaca, temelja i ranijih adaptacija. Kod starih zgrada projektantski model mora ostati otvoren za korekciju kada se konstrukcija u potpunosti otkrije. U skladu sa tim projekat rekonstrukcije ne može i ne sme se ni vremenski ni težinski porediti sa projektom nove konstrukcije, kako za projektovanje tako i za izvođenje.

11. ZAKLJUČAK

Rekonstrukcija Hotela Union sprovedena je kroz povezan niz aktivnosti: pregled dokumentacije i objekta, ispitivanje materijala, definisanje stvarnih ulaznih parametara, formiranje prostornog modela, seizmičku analizu, proveru svakog primarnog zida i projektovanje mera ojačanja. Ovakav redosled omogućio je da se nedostaci razlikuju prema uzroku i da se za svaki deo konstrukcije odabere odgovarajuća intervencija.

Ispitivanja su pokazala izrazitu neujednačenost zidarije po visini, pri čemu su karakteristične čvrstoće zidova na višim etažama približno dva puta manje od vrednosti u prizemlju. Uključivanje tih rezultata u proračun bilo je presudno za realno određivanje kritičnih zidova i izbegavanje i nedovoljnog i prekomernog ojačanja.

Konačno rešenje objedinjuje nove AB dijafragme, ramove, stubove i grede sa serklažima i FRCM ojačanjem odabranih zidova. Time su istovremeno rešeni globalna stabilnost, lokalna nosivost i zahtevi novog arhitektonskog programa. U radu je prikazan fokus na zidanu konstrukciju odnosno zidane zidove, ali značajan deo posla projektovanja i izvođenja je posvećen proračunu, sanaciji i ojačanju AB elemenata.

Prikazani primer potvrđuje da uspešna rekonstrukcija stare zidane zgrade nije rezultat jedne metode, već usklađenog rada na istraživanju, proračunu, detaljisanju i kontroli izvođenja.

REFERENCE

[1] Univerzitet u Beogradu – Građevinski fakultet, Elaborat o ispitivanju stanja konstrukcije Hotela Union u Kosovskoj ulici u Beogradu, Beograd, 2025.

[2] BUREAU CUBE PARTNERS d.o.o., PGD – Projekat konstrukcije za rekonstrukciju, adaptaciju i dogradnju Hotela Union, broj projekta BD I-571.1/26, Beograd, 2026.

[3] SRPS EN 1998-3:2015, Evrokod 8 – Proračun seizmički otpornih konstrukcija – Deo 3: Procena stanja i ojačanje zgrada, Institut za standardizaciju Srbije.

[4] SRPS EN 1998-1:2015 i SRPS EN 1998-1/NA:2018, Evrokod 8 – Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, Institut za standardizaciju Srbije.

[5] SRPS EN 1996-1-1:2005, Evrokod 6 – Projektovanje zidanih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije.

[6] SRPS EN 1992-1-1:2015, Evrokod 2 – Projektovanje betonskih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade.

[7] SRPS EN 1991-1-1:2012, Evrokod 1 – Dejstva na konstrukcije – Deo 1-1: Zapreminske težine, sopstvena težina i korisna opterećenja zgrada.

[8] SRPS EN 1991-1-3:2012, Evrokod 1 – Dejstva na konstrukcije – Deo 1-3: Dejstva snega.

[9] CNR-DT 215/2018, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures, CNR, Rome, 2018.

[10] RILEM Recommendation MDT.D.4, In-situ stress tests based on the flat jack, Materials and Structures, Vol. 37, 2004, pp. 491–496.

[11] RILEM Recommendation MDT.D.5, In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat jack, Materials and Structures, Vol. 37, 2004, pp. 497–501.

[12] ASTM C1531-15, Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index, ASTM International, 2015.

ДГКС ASES | S-13
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026008V

Mirko Vojinović[1], Ivana Tadić[2]

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ANALYSIS OF THE DYNAMIC RESPONSE OF A RAILWAY VIADUCT

Summary: This paper presents the development and validation of a numerical model of a railway viaduct at km 117+155 on the Novi Sad–Subotica railway line based on dynamic load testing. The study focuses on prestressed concrete box-girder spans of 23.5 m and 31.5 m. The model was developed in MIDAS Civil, while the influence of the time increment and modal damping ratio on the dynamic response was investigated. Validation was performed by comparing the maximum vertical accelerations obtained numerically with those measured during load testing under a freight train. The results showed good agreement, with relative differences of approximately 2–5%. The validated model was then used to predict the dynamic behaviour of the structure under a STADLER passenger train, which was unavailable during testing. The proposed methodology enables reliable assessment of structural dynamic behaviour under operating conditions that could not be investigated experimentally.

Keywords: railway bridge, dynamic analysis, load testing, numerical modelling, model validation, vertical acceleration

EKSPERIMENTALNA I NUMERIČKA ANALIZA DINAMIČKOG PONAŠANJA ŽELJEZNIČKOG VIJADUKTA

Rezime: U radu je prikazan razvoj i validacija numeričkog modela željezničkog vijadukta na km 117+155 na pruzi Novi Sad–Subotica primjenom rezultata dinamičkog probnog opterećenja. Analiza je obuhvatila armiranobetonske prednapregnute sandučaste raspone dužine 23,5 m i 31,5 m. Numerički model razvijen je u programu MIDAS Civil, pri čemu je analiziran uticaj vremenskog inkrementa i modalnog prigušenja na rezultate dinamičke analize. Validacija modela izvršena je poređenjem maksimalnih vertikalnih ubrzanja dobijenih numeričkom analizom i eksperimentalnim ispitivanjem. Dobijena odstupanja od približno 2–5% potvrđuju pouzdanost razvijenog modela. Validovani model potom je primijenjen za analizu dinamičkog ponašanja konstrukcije pri prolasku putničkog voza STADLER, koji nije bio dostupan tokom probnog opterećenja. Prikazana metodologija omogućava pouzdanu procjenu dinamičkog ponašanja konstrukcije u uslovima koji nisu mogli biti neposredno obuhvaćeni eksperimentalnim ispitivanjem.

Ključne reči: željeznički most, dinamička analiza, probno opterećenje, numeričko modeliranje, validacija modela, vertikalno ubrzanje

[1] DB Inženjering, vojin.mirko@gmail.com
[2] DB Inženjering

1. UVOD

Dinamički efekti predstavljaju jedan od ključnih aspekata projektovanja i ocjene stanja željezničkih mostova, naročito na prugama predviđenim za saobraćaj vozova velikih brzina. Za razliku od statičkog opterećenja, prolazak voza izaziva vremenski promjenljivo dejstvo čiji intenzitet zavisi od karakteristika konstrukcije, vozne kompozicije, brzine kretanja, stanja kolosijeka i interakcije sistema voz–kolosijek–most [1]. Zbog toga procjena dinamičkog odgovora konstrukcije predstavlja sastavni dio projektovanja, ispitivanja i ocjene upotrebljivosti željezničkih mostova.

Savremene numeričke metode omogućavaju pouzdanu simulaciju dinamičkog ponašanja mostovskih konstrukcija, ali njihova tačnost zavisi od pravilno definisanog proračunskog modela. Pored geometrije, materijalnih karakteristika i graničnih uslova, značajan uticaj na rezultate imaju parametri dinamičke analize, poput vremenskog inkrementa i modalnog prigušenja, čiji izbor zahtijeva dodatnu analizu i validaciju na osnovu eksperimentalnih rezultata [2].

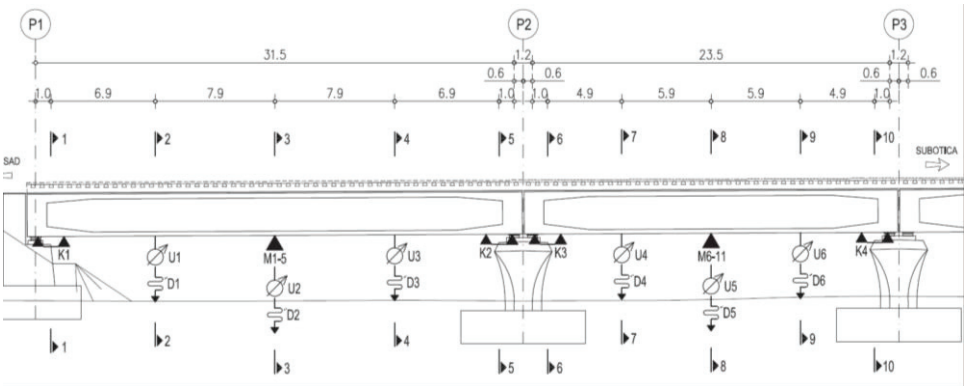
Istraživanje je sprovedeno na željezničkom vijaduktu na km 117+155 u okviru pruge Novi Sad–Subotica. Analiza je obuhvatila armiranobetonske prednapregnute sandučaste raspone dužine 23,5 m i 31,5 m, dok je dinamičko probno opterećenje izvršeno prolaskom teretnog voza pri različitim brzinama kretanja. Kao osnovni parametar za ocjenu dinamičkog odgovora usvojena su maksimalna vertikalna ubrzanja konstrukcije.

Na osnovu projektne dokumentacije i rezultata dinamičkog ispitivanja razvijen je prostorni numerički model u programskom paketu MIDAS Civil. Analizom uticaja vremenskog inkrementa i modalnog prigušenja usvojeni su parametri koji obezbjeđuju najbolje poklapanje između numeričkih i eksperimentalnih rezultata, čime je izvršena validacija modela.

Doprinos rada ogleda se u razvoju i validaciji numeričkog modela željezničkog vijadukta, kao i u njegovoj primjeni za analizu dinamičkog ponašanja konstrukcije pri prolasku putničkog voza STADLER, koji nije bio dostupan tokom probnog opterećenja. Prikazana metodologija omogućava da se rezultati eksperimentalnog ispitivanja iskoriste ne samo za validaciju modela, već i za pouzdanu procjenu dinamičkog ponašanja konstrukcije u uslovima realne eksploatacije.

2. OPIS VIJADUKTA I PROGRAM DINAMIČKOG ISPITIVANjA

Predmet istraživanja je željeznički vijadukt na km 117+155 na dionici Novi Sad–Subotica, izgrađen u sklopu modernizacije željezničke infrastrukture za saobraćaj putničkih vozova velikih brzina. Konstrukciju vijadukta čine armiranobetonski prednapregnuti sandučasti nosači raspona 23,5 m i 31,5 m, kao i čelična rešetkasta konstrukcija raspona 48,75 m. S obzirom na ograničen obim rada, analiza je usmjerena na armiranobetonske raspone, koji predstavljaju najzastupljeniji konstruktivni sistem na predmetnom objektu.



Slika 1: Dispozicija analiziranog dijela vijadukta sa označenim rasponima i mjernim mjestima

Osnovne karakteristike analiziranog vijadukta prikazane su u Tabeli 1.

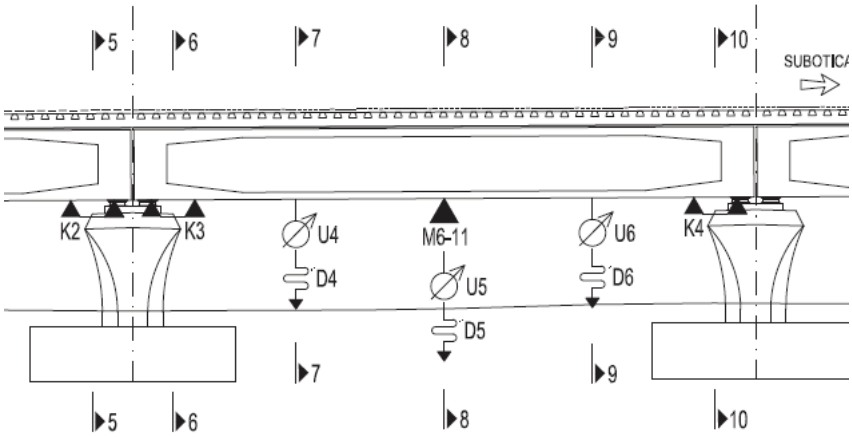
Tabela 1: Osnovne karakteristike analiziranog vijadukta

Karakteristika	Vrijednost
Lokacija	km 117+155
Dionica	Novi Sad – Subotica
Konstruktivni sistem	Prednapregnuti AB sandučasti nosači
Analizirani rasponi	23.5 m i 31.5 m
Metod ispitivanja	SRPS U.M1.046:1985
Program za numeričku analizu	MIDAS Civil
Osnovni parametar analize	Maksimalno vertikalno ubrzanje

U skladu sa zahtjevima standarda SRPS U.M1.046:1985, na konstrukciji je sprovedeno statičko i dinamičko probno opterećenje. U ovom radu analizirani su rezultati dinamičkog ispitivanja, koji su poslužili kao osnova za razvoj i validaciju numeričkog modela.

Dinamičko opterećenje realizovano je prolaskom teretnog voza pri brzinama od 20, 40, 60, 80 i 100 km/h. Prilikom formiranja numeričkog modela usvojena su ista osovinska opterećenja, međusobni razmaci osovina i brzine kretanja kao tokom eksperimentalnog ispitivanja, čime su obezbijeđeni identični uslovi za poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata.

Za potrebe ispitivanja na konstrukciji su postavljeni akcelerometri u karakterističnim presjecima analiziranih raspona. Kao osnovni parametar za ocjenu dinamičkog odgovora usvojena su maksimalna vertikalna ubrzanja, koja omogućavaju poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata.



Slika 2: Položaj akcelerometara i raspored mjernih mjesta na analiziranom rasponu

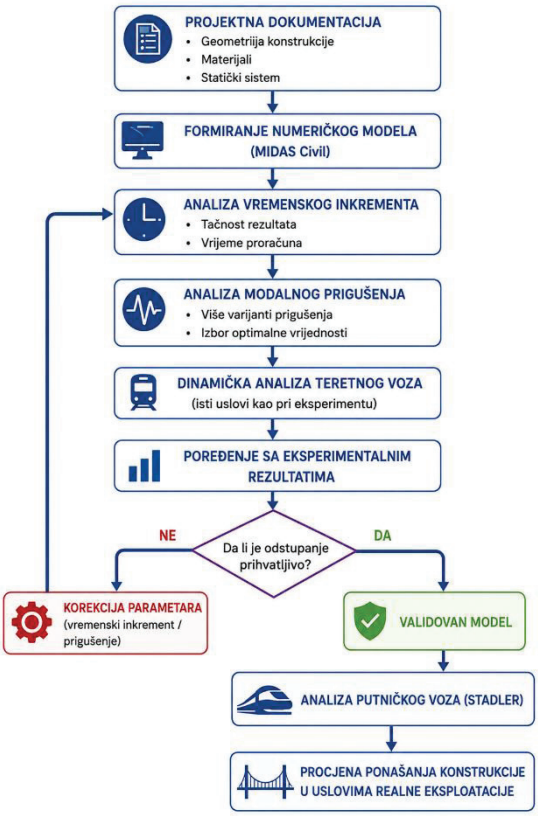
Pored eksperimentalnih mjerenja, analizirana je projektna dokumentacija na osnovu koje su definisane geometrija konstrukcije, materijalne karakteristike, položaj ležišta i ostali parametri neophodni za razvoj numeričkog modela.

3. OPIS VIJADUKTA I PROGRAM DINAMIČKOG ISPITIVANJA

Radi interpretacije rezultata dinamičkog ispitivanja i procjene ponašanja konstrukcije u realnim uslovima eksploatacije, razvijen je prostorni numerički model analiziranih armiranobetonskih raspona. Polaznu osnovu za formiranje modela predstavljala je projektna dokumentacija, na osnovu koje su definisani geometrija konstrukcije, materijalne karakteristike, granični uslovi i statički sistem. Kako se pojedini parametri dinamičke analize ne mogu

neposredno preuzeti iz projektne dokumentacije, njihove vrijednosti određene su analizom osjetljivosti i naknadnom validacijom na osnovu eksperimentalnih rezultata.

Cjelokupan postupak razvoja i validacije numeričkog modela prikazan je na Slici 3.



Slika 3: Metodologija razvoja i validacije numeričkog modela

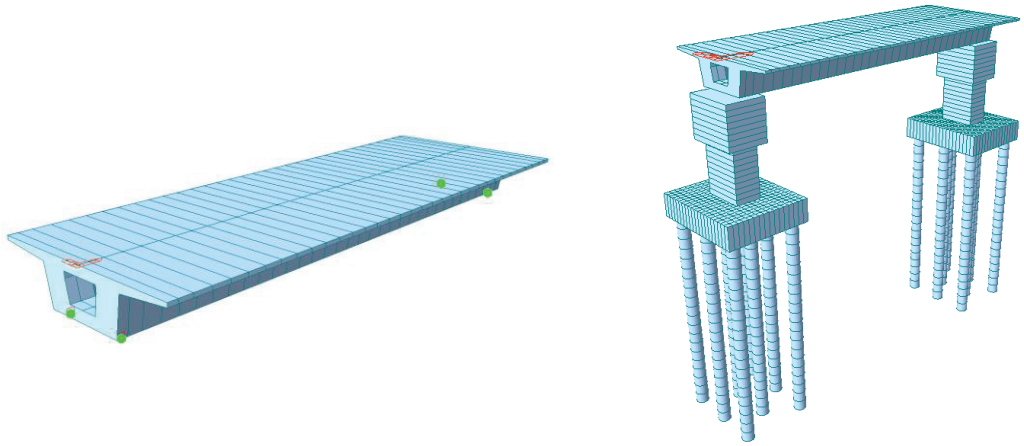
Razvoj modela obuhvatio je:
- formiranje prostornog modela konstrukcije;
- analizu osjetljivosti vremenskog inkrementa;
- analizu modalnog prigušenja;
- validaciju modela poređenjem sa rezultatima dinamičkog ispitivanja.

Nakon uspješne validacije, model je primijenjen za analizu dinamičkog ponašanja konstrukcije pri prolasku putničkog voza predviđenog za eksploataciju pruge.

3.1. FORMIRANJE NUMERIČKOG MODELA

Prostorni model razvijen je u programskom paketu MIDAS Civil primjenom linijskih konačnih elemenata. Geometrija konstrukcije, poprečni presjeci, materijalne karakteristike, položaj ležišta i granični uslovi definisani su na osnovu projektne dokumentacije.

Analizom su obuhvaćeni armiranobetonski prednapregnuti sandučasti nosači raspona 23,5 m i 31,5 m. Pokretno opterećenje definisano je u skladu sa kompozicijom teretnog voza korišćenog tokom dinamičkog ispitivanja, pri čemu su u model unijeti stvarni osovinski razmaci, osovinska opterećenja i brzine kretanja. Na taj način obezbijeđeni su identični uslovi analize kao tokom probnog opterećenja.

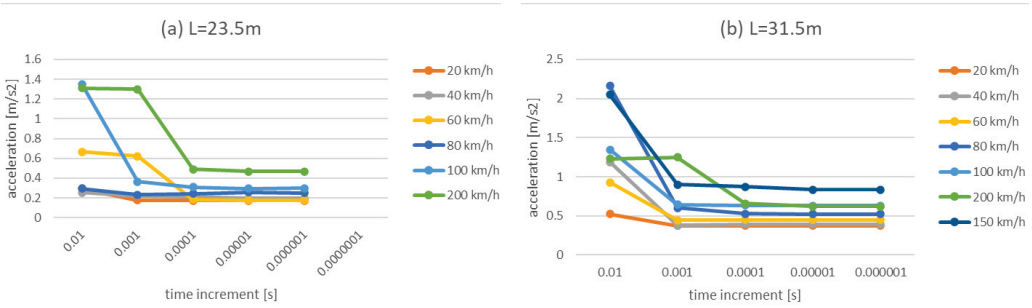


Slika 4: Prostorni model analiziranih raspona u programskom paketu MIDAS Civil

3.2. ANALIZA OSJETLJIVOSTI VREMENSKOG INKREMENTA

Tačnost dinamičke analize pokretnog opterećenja u značajnoj mjeri zavisi od izbora vremenskog inkrementa. Veći vremenski korak skraćuje vrijeme proračuna, ali može dovesti do potcjenjivanja maksimalnog dinamičkog odgovora, dok previše mali korak značajno povećava vrijeme analize, bez osjetnijeg poboljšanja tačnosti.

Zbog toga je sprovedena analiza osjetljivosti kroz više varijanti vremenskog inkrementa. Vremenski korak je postepeno smanjivan, sve dok dalje usitnjavanje nije dovodilo do značajnije promjene maksimalnih vertikalnih ubrzanja.



Slika 5: Uticaj vremenskog inkrementa na maksimalno vertikalno ubrzanje konstrukcije

Kao kriterijum usvojen je vremenski inkrement kod kojeg su rezultati dostigli stanje konvergencije, odnosno kod kojeg je dalje smanjivanje vremenskog koraka imalo zanemarljiv uticaj na maksimalna vertikalna ubrzanja, uz prihvatljivo vrijeme proračuna.

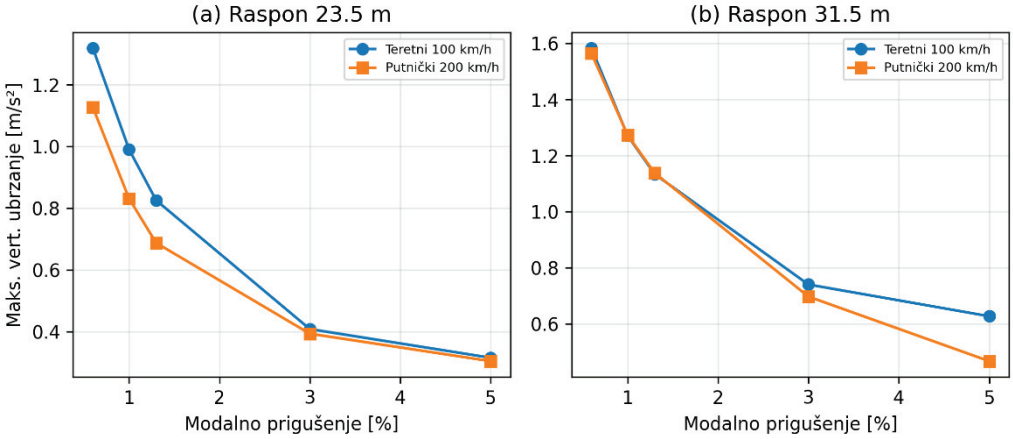
Tabela 2: Uticaj vremenskog inkrementa na maksimalno vertikalno ubrzanje

	L=23	L=31	L=23	L=31	L=23	L=31	L=23	L=31	L=23	L=31
	20 km/h		40 km/h		60 km/h		80 km/h		200 km/h	
Δt [s]										
0.01	0.293	0.525	0.254	1.188	0.667	0.929	0.293	2.162	1.310	1.233
0.001	0.175	0.374	0.221	0.381	0.622	0.446	0.231	0.604	1.300	1.250
0.0001	0.171	0.373	0.210	0.394	0.182	0.451	0.242	0.526	0.489	0.659
0.00001	0.171	0.374	0.194	0.393	0.177	0.449	0.255	0.525	0.466	0.621
0.000001	0.171	0.372	0.193	0.393	0.175	0.449	0.251	0.525	0.465	0.620

3.3. ANALIZA MODALNOG PRIGUŠENJA

Pored vremenskog inkrementa, značajan uticaj na dinamički odgovor konstrukcije ima i modalno prigušenje. S obzirom na to da njegova vrijednost zavisi od karakteristika konstrukcije, stanja kolosijeka i interakcije konstrukcije i pokretnog opterećenja, nije je moguće odrediti na osnovu projektne dokumentacije.

Iz tog razloga sprovedena je serija dinamičkih analiza za više vrijednosti modalnog prigušenja, a dobijena maksimalna vertikalna ubrzanja upoređena su sa rezultatima eksperimentalnog ispitivanja.



Slika 6: Uticaj modalnog prigušenja na maksimalno vertikalno ubrzanje konstrukcije

Sa povećanjem modalnog prigušenja dolazi do smanjenja maksimalnih vertikalnih ubrzanja kod oba analizirana raspona. Kao optimalna, usvojena je vrijednost modalnog prigušenja koja obezbjeđuje najbolje poklapanje numeričkih i eksperimentalnih rezultata. Na taj način formiran je validovan skup parametara za dalju analizu dinamičkog ponašanja konstrukcije.

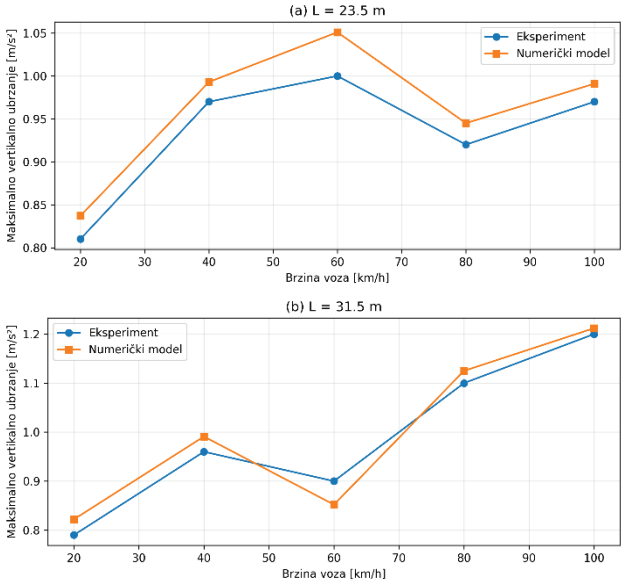
4. VALIDACIJA NUMERIČKOG MODELA

Validacija numeričkog modela izvršena je poređenjem rezultata dinamičke analize sa rezultatima dobijenim tokom probnog opterećenja. U numeričkom modelu primijenjena je ista kompozicija teretnog voza, sa identičnim osovinskim opterećenjima, rasporedom osovina i brzinama kretanja kao tokom eksperimentalnog ispitivanja. Vremenski inkrement i modalno prigušenje usvojeni su na osnovu prethodno sprovedene analize osjetljivosti.

Kao kriterijum validacije usvojena su maksimalna vertikalna ubrzanja izmjerena u sredinama analiziranih raspona. Poređenje je izvršeno za sve ispitivane brzine kretanja voza.

4.1. POREĐENJE EKSPERIMENTALNIH I NUMERIČKIH REZULTATA

Na Slici 7 prikazano je poređenje maksimalnih vertikalnih ubrzanja dobijenih eksperimentalnim ispitivanjem i numeričkom analizom za oba analizirana raspona.



Slika 7: Poređenje eksperimentalnih i numeričkih maksimalnih vertikalnih ubrzanja za analizirane raspone: (a) raspon 23,5 m; (b) raspon 31,5 m

Iz prikazanih rezultata uočava se visok stepen poklapanja eksperimentalno izmjerenih i numerički dobijenih vrijednosti za oba raspona. Pored dobrog slaganja maksimalnih vertikalnih ubrzanja, model uspješno reprodukuje i promjenu dinamičkog odgovora konstrukcije sa povećanjem brzine kretanja voza, što potvrđuje njegovu sposobnost da adekvatno opiše stvarno ponašanje konstrukcije.

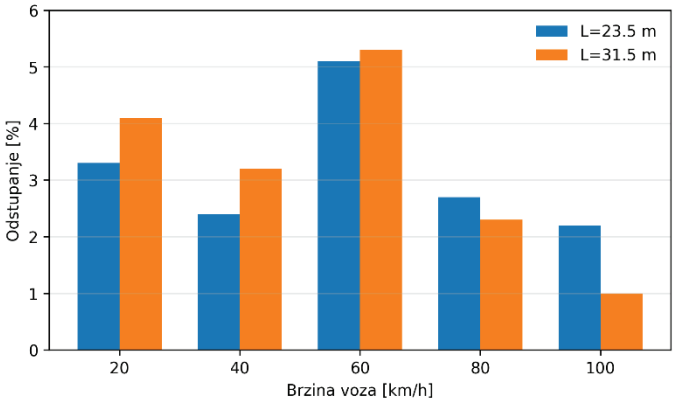
4.2. ANALIZA ODSTUPANJA

Radi kvantitativne ocjene kvaliteta modela izvršeno je poređenje eksperimentalnih i numeričkih rezultata za sve analizirane brzine.

Tabela 3: Poređenje eksperimentalnih i numeričkih maksimalnih vertikalnih ubrzanja

Raspon	Brzina (km/h)	Eksperiment (m/s^2)	Numerički model (m/s^2)	Odstupanje (%)
L=23.5	20	0.810	0.837	3.3
	40	0.970	0.993	2.4
	60	1.000	1.051	5.1
	80	0.920	0.945	2.7
	100	0.970	0.991	2.2
L=31.5	20	0.790	0.822	4.1
	40	0.960	1.033	3.2
	60	0.900	0.852	5.3
	80	1.100	1.125	2.3
	100	1.200	1.292	1.0

Na osnovu rezultata prikazanih u Tabeli 3 određeno je relativno odstupanje između eksperimentalno izmjerenih i numerički dobijenih vrijednosti.



Slika 8: Relativno odstupanje numeričkih rezultata u odnosu na eksperiment

Odstupanja su u svim analiziranim slučajevima mala i uglavnom se kreću u intervalu od 2% do 5%, što predstavlja veoma dobro poklapanje za dinamičke analize pokretnog opterećenja. Takođe, nije uočena tendencija sistematskog precjenjivanja ili potcjenjivanja rezultata, već su odstupanja ravnomjerno raspoređena u čitavom analiziranom opsegu brzina.

Pored veličine maksimalnih vertikalnih ubrzanja, model sa visokom tačnošću reprodukuje i trend promjene dinamičkog odgovora konstrukcije sa povećanjem brzine kretanja voza, što potvrđuje ispravnost usvojenih parametara dinamičke analize.

Na osnovu dobijenih rezultata može se zaključiti da razvijeni numerički model sa dovoljnom tačnošću reprodukuje stvarni dinamički odgovor analizirane konstrukcije i predstavlja pouzdanu osnovu za analizu eksploatacionih scenarija.

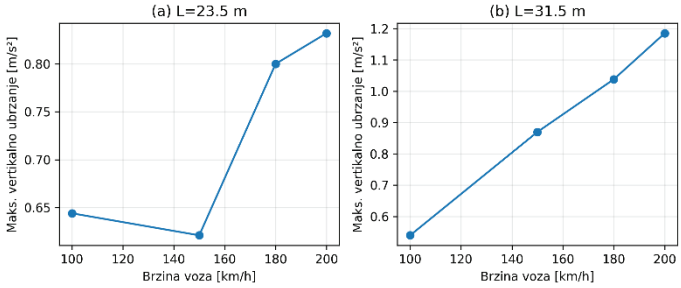
5. PRIMJENA VALIDOVANOG NUMERIČKOG MODELA

Uspješnom validacijom numeričkog modela omogućena je analiza dinamičkog ponašanja konstrukcije u realnim uslovima eksploatacije. Za razliku od probnog opterećenja, koje je izvedeno prolaskom teretnog voza, predmetna pruga namijenjena je saobraćaju putničkih vozova velikih brzina. Kako voz STADLER, predviđen za eksploataciju pruge, nije bio dostupan u vrijeme sprovođenja probnog opterećenja, njegov uticaj na konstrukciju analiziran je primjenom validovanog numeričkog modela.

Prilikom analize zadržani su svi parametri usvojeni tokom postupka validacije, uključujući geometriju konstrukcije, vremenski inkrement, modalno prigušenje i model pokretnog opterećenja, čime je obezbijeđeno da razlike u rezultatima budu isključivo posljedica različitih karakteristika analiziranih voznih kompozicija.

5.1. ANALIZA DINAMIČKOG ODGOVORA PRI PROLASKU PUTNIČKOG VOZA

Dinamička analiza izvršena je za voz STADLER**,** a kao osnovni parametar za ocjenu dinamičkog ponašanja usvojena su maksimalna vertikalna ubrzanja.

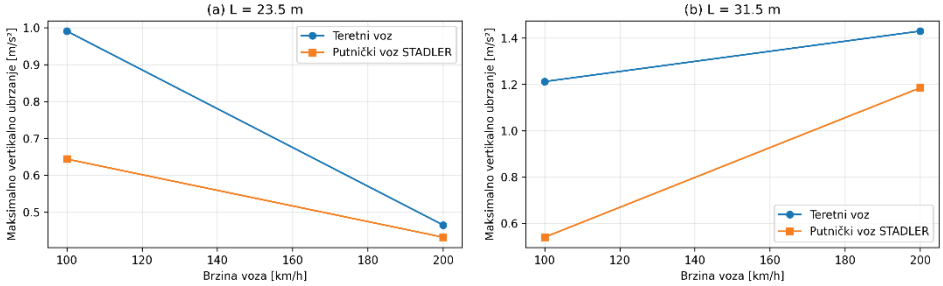


Slika 9: Maksimalna vertikalna ubrzanja konstrukcije pri prolasku putničkog voza STADLER

Rezultati pokazuju da maksimalna vertikalna ubrzanja ostaju u dozvoljenim granicama u čitavom analiziranom opsegu brzina, bez pojave izraženih rezonantnih efekata. Dobijeni rezultati potvrđuju da konstrukcija ispunjava zahtjeve dinamičke upotrebljivosti u projektovanim uslovima eksploatacije.

5.2. POREĐENJE REZULTATA SA PROBNIM OPTEREĆENJEM

Radi ocjene reprezentativnosti probnog opterećenja izvršeno je poređenje maksimalnih vertikalnih ubrzanja dobijenih prolaskom teretnog voza i putničkog voza STADLER.



Slika 10: Poređenje maksimalnih vertikalnih ubrzanja konstrukcije pri prolasku teretnog i putničkog voza

Poređenjem rezultata utvrđeno je da teretni voz u svim analiziranim slučajevima izaziva veća maksimalna vertikalna ubrzanja od putničkog voza. Iako se putnička kompozicija kreće većim brzinama, njena manja osovinska opterećenja uslovljavaju niži dinamički odgovor konstrukcije. To potvrđuje da je kompozicija korišćena tokom probnog opterećenja predstavljala nepovoljniji slučaj opterećenja u odnosu na uslove redovne eksploatacije.

5.3. ZNAČAJ PRIMJENE VALIDOVANOG MODELA

Jedan od najznačajnijih rezultata ovog istraživanja jeste mogućnost primjene validovanog numeričkog modela za analizu eksploatacionih scenarija koji nisu mogli biti obuhvaćeni probnim opterećenjem. Za razliku od uobičajene prakse, u kojoj se rezultati probnog opterećenja koriste isključivo za ocjenu stanja konstrukcije, u ovom radu oni su iskorišćeni kao osnov za razvoj i validaciju modela, čime je omogućena analiza dinamičkog ponašanja konstrukcije pri prolasku voza STADLER bez dodatnih terenskih ispitivanja.

Na taj način rezultati probnog opterećenja dobijaju širu primjenu, jer validovan model predstavlja pouzdan alat za analizu različitih eksploatacionih scenarija i procjenu dinamičkog ponašanja željezničkih mostova u uslovima koji nisu mogli biti neposredno obuhvaćeni eksperimentalnim ispitivanjem.

6. DISKUSIJA

Dobijeni rezultati potvrđuju da eksperimentalno ispitivanje i numeričko modeliranje ne treba posmatrati kao odvojene postupke, već kao komplementarne metode čijom se kombinacijom dobija pouzdanija ocjena dinamičkog ponašanja željezničkih mostova.

Za razliku od uobičajene prakse, u kojoj se rezultati probnog opterećenja koriste isključivo za ocjenu stanja konstrukcije u trenutku ispitivanja, u ovom radu oni su iskorišćeni kao osnov za razvoj i validaciju numeričkog modela. Takav pristup omogućio je analizu eksploatacionih scenarija koji nisu mogli biti obuhvaćeni neposrednim mjerenjem.

Poseban značaj ovog istraživanja ogleda se u činjenici da putnički voz STADLER, predviđen za redovnu eksploataciju predmetne pruge, nije bio dostupan tokom sprovođenja probnog opterećenja. Primjenom validovanog numeričkog modela procijenjeno je dinamičko ponašanje konstrukcije pri prolasku ove kompozicije bez potrebe za dodatnim eksperimentalnim ispitivanjima.

Sprovedena analiza pokazala je i da izbor vremenskog inkrementa i modalnog prigušenja ima značajan uticaj na rezultate dinamičke analize pokretnog opterećenja. Sistematskim izborom ovih parametara dobijen je model koji sa visokom tačnošću reprodukuje stvarni dinamički odgovor konstrukcije.

Prikazana metodologija može se primijeniti i kod drugih željezničkih mostova kod kojih nije moguće eksperimentalno ispitati sve uslove eksploatacije, čime validovani numerički model postaje pouzdan alat za analizu različitih eksploatacionih scenarija i ocjenu dinamičke upotrebljivosti konstrukcije.

7. ZAKLJUČAK

U radu je prikazana metodologija razvoja, validacije i primjene numeričkog modela željezničkog vijadukta na osnovu rezultata dinamičkog probnog opterećenja. Razvijen je prostorni numerički model analiziranih armiranobetonskih raspona u programskom paketu MIDAS Civil, a njegova tačnost unaprijeđena je analizom uticaja vremenskog inkrementa i modalnog prigušenja na rezultate dinamičke analize.

Poređenjem rezultata dinamičkog ispitivanja i numeričke analize utvrđeno je dobro poklapanje maksimalnih vertikalnih ubrzanja, pri čemu su relativna odstupanja iznosila približno 2–5%. Dobijeni rezultati pokazuju da razvijeni numerički model sa dovoljnom tačnošću reprodukuje stvarni dinamički odgovor analizirane konstrukcije i može poslužiti kao osnova za analizu eksploatacionih scenarija.

Primjenom validovanog modela analizirano je dinamičko ponašanje konstrukcije pri prolasku putničkog voza STADLER, koji nije bio dostupan tokom sprovođenja probnog opterećenja. Analiza je pokazala da konstrukcija zadovoljava zahtjeve dinamičke upotrebljivosti u projektovanim uslovima eksploatacije, pri čemu su maksimalna vertikalna ubrzanja manja od onih dobijenih pri prolasku teretnog voza.

Glavni doprinos rada ogleda se u prikazanoj metodologiji kojom su rezultati probnog opterećenja iskorišćeni ne samo za validaciju numeričkog modela, već i za procjenu dinamičkog ponašanja konstrukcije u uslovima realne eksploatacije. Takav pristup može poslužiti kao osnova za analizu sličnih železničkih mostova, uz potrebu njegove dalje provjere na većem broju izvedenih mostova.

REFERENCE

[1] Romo J, Pérez-Caldentey A, Cuadrado M. High-speed Railway Bridges: Conceptual Design Guide, Ernst & Sohn GmbH, Berlin, 2023.

[2] Olaszek P, Casas J. R. Practical considerations regarding results from static and dynamic load testing of bridges, Frontiers in Built Environment, 5:11, 2019.

S-14
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026015F

Božidar S. Furundžić[1]

HALL DEMOLITION SUPERVISION: CASE STUDY OF PSC CONVERTER HALL IN BOR

Summary: Reconstruction of a metallurgical facility, in order to expand its production capacity, sometimes requires strenghthening, demolition, and construction of steel and/or reinforced concrete structures. Demolition of a structure is a risky job, which requires a lot of experience. Chinese company "ZiJin" has started the reconstruction of the Smelter and Refinery in Bor. In this paper, after reviewing the demolition design as preparatory work, expert supervision of the strengthening, demolition, and removal of the converter hall in the Smelter complex is presented. The design aspects of the demolition are considered, the demolition methodology is briefly described and photographs taken on the construction site are given. Expert supervision on the industrial hall Demolition works confirms the importance of knowing the particulars of building structures.

Keywords: hall, steel construction, strengthening, demolition, dismantling, supervision, Bor

NADZOR NAD RUŠENJEM ČELIČNE HALE: SLUČAJ HALE KONVERTORA I RAFINACIJE TOPIONICE U BORU

Rezime: Rekonstrukcija objekta metalurgije, radi proširenja proizvodnog kapaciteta, nekad zahteva ojačanje, rušenje i građenje čelične i/ili armirano-betonske konstrukcije. Rušenje konstrukcije je rizičan posao, koji zahteva dosta iskustva. Kinesko preduzeće “Ciđin” (ZiJin) otpočelo je rekonstrukciju Topionice i Rafinacije u Boru. U ovom radu, posle osvrta na projekat rušenja kao pripremni rad, prikazan je stručni nadzor nad ojačanjem, rušenjem i uklanjanjem hale konvertora u kompleksu Topionice u Boru. Razmotreni su konstruktorski aspekti rušenja, sažeto je opisana metodologija rušenja i date su fotografije snimljene na gradilištu. Stručni nadzor nad rušenjem industrijskih objekata potvrđuje značaj poznavanja specifičnosti građevinskih konstrukcija.

Ključne reči: hala, čelična konstrukcija, ojačanje, rušenje, demontaža, stručni nadzor, Bor

[1] CPM Consulting doo, Beograd, Srbija, bfurundzic@gmail.com

1. UVOD

Faza rušenja objekta je važna faza u njegovom ukupnom životnom ciklusu. Da bi se poboljšala ekološka održivost, važno je da se rušenje može izvršiti efikasno i bezbedno, tako da se maksimalna količina građevinskog materijala može reciklirati.

Rušenje je najopasnija građevinska operacija. Izvodi se na konstrukciji koja je oslabljena ili kao deo tekuće operacije ili kao rezultat prirodnih sila (oluja, poplava), požara, eksplozija ili dugotrajnog habanja. Opasnosti tokom rušenja su padovi, zaglavljivanje ili zakopavanje u materijal koji pada ili nenamerno urušavanje konstrukcije, buka, vibracije, prašina. Pored toga, radnici mogu biti izloženi opasnim gasovima, hemikalijama i biološkim agensima.

Jedan od najvećih izazova je planiranje, organizovanje i izvođenje radova na takav način da se nijedan deo konstrukcije ne može neočekivano urušiti. U ovom radu se razmatraju tipični problemi pri rušenju, i predstavljaju se mere prevencije i kontrole u toku izvođenja radova na rušenju industrijskih objekata.

2. PLANIRANJE RADOVA NA RUŠENJU

Radove na rušenju treba pažljivo isplanirati pre početka radova kako bi se mogli bezbedno obaviti. Planiranje uključuje identifikaciju opasnosti, procenu rizika i određivanje odgovarajućih kontrolnih mera uz konsultacije sa svim relevantnim učesnicima uključenim u posao, uključujući glavnog izvođača radova, izvođača radova na rušenju, građevinske inženjere i rukovaoce na mašinama koje se koriste u toku izvođenja radova.

3. OPASNOSTI I RIZICI STABILNOSTI KONSTRUKCIJE

Projektanti moraju da obezbede, u meri u kojoj je to razumno izvodljivo, da je rušenje građevinske konstrukcije projektovano bez rizika po zdravlje i bezbednost ljudi, u vezi sa pravilnim rušenjem i odlaganjem materijala od rušenja objekta.

Završena konstrukcija može izdržati mnogo veća opterećenja (npr. vetar i druga pokretna opterećenja) nego kada je konstrukcija u fazi rušenja. Imajući ovo na umu, neophodno je da projektant pruži uputstva rušiocu o tome kako će konstrukcija moći da ostane u stabilnom stanju dok je u fazi rušenja i demontaže.

Projektanti koji razvijaju specifikacije rušenja ili procedure za rušenje konstrukcije treba da razmotre moguće dostupne metode rada i povezane rizike po zdravlje i bezbednost radnika. Projektanti bi tada trebalo da uzmu u obzir predloženi metod rušenja i dostupne kontrolne mere prilikom izrade bilo kakve konačne projektne dokumentacije za rušenje objekta.

Ako projektna dokumentacija nije dostupna, ili postoji zabrinutost da je konstrukcija oštećena ili oslabljena (npr. požarom ili propadanjem), onda kompetentna osoba (po pravilu građevinski inženjer) treba da sprovede inženjersko istraživanje i dostavi svoj izveštaj o inženjerskom istraživanju.

Pri razmatranju rizika od rušenja treba uzeti u obzir posebno sledeće stavke projekta rušenja:

- stabilnost i konstruktivni integritet konstrukcije u svim fazama rušenja, uključujući sastavljene sklopne delove, pojedinačne komponente, kao i završene postavljene nove spregove, i po potrebi druge nove konstruktivne elemente, sklopove
- najveća dozvoljena brzina vetra za delimično porušene objekte/ sklopove
- efekat predloženog redosleda rušenja na stabilnost prostorne konstrukcije
- zahtevi stabilnosti za sve komponente konstrukcije, pošto se ona naizmenično ruši prema zahtevima građevinskog inženjera
- blizina susednih objekata, kanala, jama, cevi, i sličnih pozicija od interesa za rušenje
- procena stručnih lica u vezi opterećenja u svim fazama rušenja
- obezbeđivanje jasnih uputstava za privremeno učvršćivanje sklopova konstrukcije

- postrojenje koje se koristi za radove, uključujući veličinu, tip, položaj i pokrivenost predloženih mašina za rušenje, treba da bude naznačeno na planu lokacije. Lokacije sa jasno naznačenim mestima istovara i skladišta treba da budu prikazane u odgovarajućoj razmeri
- potreba da se obezbedi da je tlo zbijeno u skladu sa projektovanim specifikacijama kako bi se omogućilo bezbedno pomeranje i korišćenje mašina za rušenje
- predložene metode za rukovanje teškim, glomaznim ili opasnim komponentama
- potrebe za posebnim aranžmanima za podizanje velikih tereta treba da budu detaljno opisane na crtežima konstruktivnih elemenata kako bi se olakšalo bezbedno podizanje
- rukovanje, podizanje, skladištenje, slaganje i transport komponenti, u zavisnosti od njihove veličine, oblika i težine
- obezbeđivanje bezbednog pristupa i bezbednih radnih površina.[2]

4. INŽENJERSKI ASPEKTI RADOVA NA RUŠENJU

Neka od pitanja koja treba uzeti u obzir prilikom preduzimanja inženjerske analize kada su u pitanju radovi na rušenju i uklanjanju objekata uključuju:

- razmatranje Projekta izvedenog stanja objekta koji se ruši (ako je dostupan)
- identifikacija tipa konstruktivnog sistema objekta koji je predmet rušenja i uklanjanja
- vršenje pretrage za inženjerskim detaljima koji specificiraju veličinu, vrstu i konfiguraciju armature i čvrstoću materijala (ako su dostupni) i proučavanje dokumenata na koje se poziva
- procena trenutne nosivosti konstrukcije, uzimajući u obzir:
    - zahtevane čvrstoće relevantnih konstruktivno tehničkih standarda aktuelnih u vreme izgradnje i zahteve za čvrstoćom i opterećenja, kao i uslove koji su aktuelni u fazi rušenja objekta
    - degradacija originalnih svojstava korišćenih materijala usled vremena, vremenskih uslova, habanja ili drugih štetnih uzroka, i
    - kapacitet prostorne konstrukcije kao celine i pojedinačnih elemenata da izdrže predviđena opterećenja bez:
        - prevremenog kolapsa bilo kog elementa; ili
        - deformisanje do mere koja će dovesti do statičke nestabilnosti samog elementa ili grupe povezanih elemenata i sklopova
- procena bilo kakvog gubitka čvrstoće konstrukcije koji je rezultat bilo kakvih primenjenih destruktivnih metoda ispitivanja na licu mesta
- identifikacija i lokacija podnih prodora da bi se olakšala konstrukcija ili strukturalne nepravilnosti
- procenjivanje da li se predložene metode i redosled rušenja mogu izvršiti bez izazivanja nepredviđenog urušavanja celine i/ili dela konstrukcije, i
- identifikaciju svih drugih detalja konstrukcije u pogledu čvrstoće, stabilnosti, nosivosti konstrukcije ili sadržaja koji će uticati na izbor metoda/ procedure rušenja[2]

5. STUDIJA SLUČAJA: HALA KONVERTORA I RAFINACIJE TOPIONICE U BORU

Dana 19.04.2022. je u topionici kompanije Serbia Zijin Copper u Boru zaustavljena proizvodnja i ispraznjena fleš-peć čime je počeo peto-mesečni remont (maj – septembar 2022) metalurških agregata u tom postrojenju, kao deo tehničke rekonstrukcije i izgradnje novih konvertora, anodnih peći, livne mašine i drugih delova postrojenja topionice sa rafinacijom, čiji je cilj da se stari topionicki sistemi i podsistemi povežu sa novim.

[2] Code of practice – Demolition Work, July 2012

Potvrđena su predviđanja da do 2025, proizvodni godišnji kapacitet je prestigao projektovanih 200.000 tona katodnog bakra i 5 tona zlata godišnje.

Rušenje i uklanjanje objekta Konvertorske hale i rafinacije i njenih delova kao i drugih topioničarskih objekata u okviru kompleksa topionice u Boru ima za cilj povećanje proizvodnih kapaciteta topionice, pa je trenutna tehnička rekonstrukcija obuhvatila zamenu zastarele opreme i unapređenje mera zaštite životne sredine. Projekat tehničke rekonstrukcije obuhvata rekonstrukciju svih metalo prerađivačkih i pomoćnih objekata unutar kompleksa topionice sa ciljem povećanja kapaciteta prerade rude bakra, a rušenje sa uklanjanjem dotrajalih konstrukcija je prvi korak ka tom cilju.

Rušenje Hale konvertora deo je projekta novih investicionih ulaganja i izgradnje novih pogona čiji je cilj rekonstrukcija postojeće Topionice u Boru i povećanje kapaciteta postojeće fleš-smelting tehnologije koja odgovara na sve zahteve očuvanja zdrave sredine, uštede energije, dobijanja bakra i zlata boljeg kvaliteta, kompleksnijeg iskorišćenja sirovina kao i ostarivanja visokih tehno-ekonomskih pokazatelja u proizvodnji bakra.

Ovakva brownfield investicija ima povoljan uticaj na životnu sredinu u kojoj se nalazi postrojenje, jer smanjuje emisiju gasova, poboljšava kvalitet vazduha i vode u Boru i okolnim mestima.

5.1. METODOLOGIJA RUŠENJA

5.1.1. Predmet radova rušenja

Predmet radova na projektu rušenja Konvertorske hale u okviru topionice sa rafinacijom (TiR) predstavljaju aktivnosti na planiranju, pripremi i realizaciji radova na kompletnom uklanjanju stare Konvertorske hale u 2 faze. Objekat Konvertorska hala je izveden kao dvobrodna. Hala je u osnovi dimenzija 40,30m x 80,50m. Konstrukcija hale je čelična sa rešetkastim stubovima i oslonjena na armirano-betonske temelje samce. U radove na uklanjanju ušlo je rušenje svih delova predmetnog objekta uključujući: uklanjanje opreme i instalacija, rušenje celicne hale i rušenje armirano-betonske temeljne konstrukcije objekta.

5.1.2. Aktivnosti na planiranju

U aktivnosti vezane za planiranje samog posla ušlo je upoznavanje sa funkcijom pojedinih instalacija i opreme koja se nalazi unutar objekta Hale konvertora i rafinacije. Zbog neposredne opasnosti prilikom uklanjanja bilo je bitno definisati pravila i redosled uklanjanja opreme i instalacija.

Planom je bila obuhvaćena kompletna procedura rušenja sa redosledom demontaže opreme i redosledom rušenja konstruktivnih elemenata čelične prostorne konstrukcije. Redosled rušenja je bio definisan na osnovu dispozicije noseće konstrukcije, položaja opreme i instalacione infrastrukture, i dispozicijom samog objekta kao i položajem u odnosu na susedne objekte, veličinom fronta rada, usvojenim rasporedom deponija srušenog materijala i mera bezbednosti u samom kompleksu i u okolini gradilišta.

5.1.3. Privremeni radovi i ojačanje postojeće konstrukcije

Pre prijave početka izvođenja radova na uklanjanju opreme i rušenju obavezno je isključivanje svih postojećih elektro instalacija, vodovodne, kanalizacione, toplovodne, tehnološke i gasne mreže. Potrebno je proveriti da li su svi cevovodi isključeni sa izvora komunalnih i procesnih fluida.

U okviru organizacije gradilišta bilo je potrebno formirati šemu organizacije gradilišta sa prikazom lokacija za kancelarije (kontejnerskog tipa) za učesnike na projektu, prostorije za smeštaj radnika i alata koje izvođač koristi prilikom izvođenja radova i lokaciju ostalih pomoćnih

prostorija. Definisane su lokacije na gradilištu gde će se deponovati i klasifikovati porušen material u toku izvođenja radova.

Pre početka izvođenja radova bilo je potrebno proveriti postojanje šahtova ili rovova koji mogu uticati na bezbednost tokom izvođenja radova. U slučaju postojanja neobezbeđenih šahti, rovova i ostalih prepreka neophodno ih je obeležiti i obezbediti.

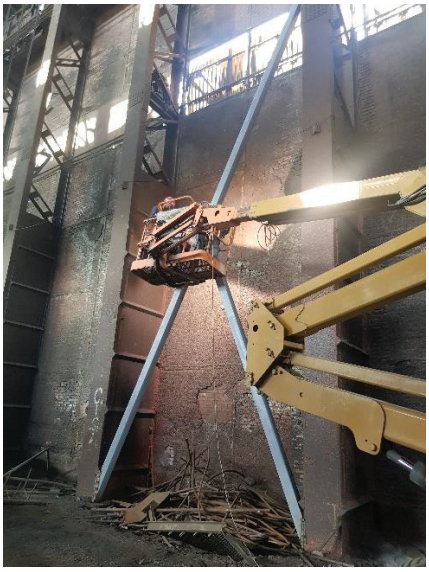
Za konstrukciju koja je planirana da ostane nakon rušenja u neposrednoj blizini, pre početka izvođenja radova na rušenju, bilo je predviđeno ukrućenje korišćenjem horizontalnih i vertikalnih spregova za ukrućenje konstrukcije (X spregovi unakrsne dijagonale od HOP zatvorenih profila koji se zavaruju za stubove pomoću čvornih limova ili direktno).

Unakrsni X spregovi koji su stavljeni u podužnom pravcu hale prikazani su na slici br. 1 i 2 i oni se sastoje od kutijastih HOP profila dimenzija 160x160x5mm i ovim spregovima se omogućava dodatna stabilnost dela hale koji se ruši u fazi 2. Stabilnost preostale ojačane prostorne konstrukcije se proverava numerički na dejstva vetra i seizmike prema EC standardima.

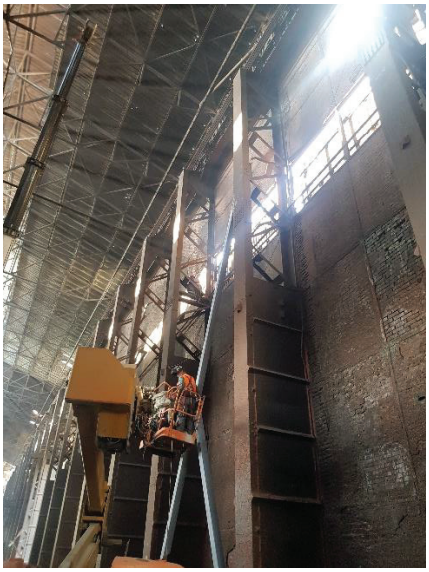
Za X dijagonale, spregove koji dodatno ukrućuju preostalu konstrukciju hale, osnovni material je celik S235JRG2, svi sučeoni zavareni spojevi su 100% zavareni, ugaoni šavovi max aš=0.7xtmin, minimalna debljina šava je 4mm, kvalitet šavova je nivo kvaliteta C.

Izvođenjem radova prema projektu rušenja gde su prvo postavljeni spregovi za ukrućenje preostalog dela konvertorske hale (faza 2) i neposrednom primenom metodologije rušenja objašnjenim u sledećim poglavljima, postignut je zadatak da se u obe faze sruši i očisti – odnese na reciklažu preko 3780 tona čelika prostorne konstrukcije konvertorske hale sa rashladnim komorama i konvertorima.

U praksi se pokazalo da je povećan stepen sigurnosti u radu operatera unutar preostalih sklopova hale i svih učesnika rušenja hale, ako se poveća broj spregova za ukrućenje u odnosu na numerički dobijen, tako da je numerički dokazan neophodan broj spregova uvećan za 20% zbog mogućnosti incidenata npr. udara mehanizacije u pojedine glavne rešetkaste stubove hale.



Slika 1: Ojačanje postojećeg objekta Hale konvertora sa rafinacijom – rad iz lifta

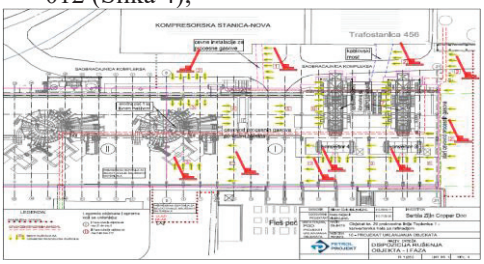


Slika 2: Ojačanje postojećeg objekta Hale konvertora sa rafinacijom – zavarivanje kutijastih profila

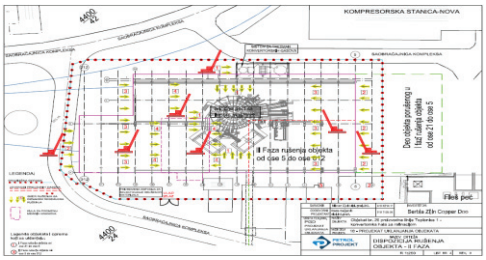
5.1.4. Obim izvođenja radova

Obim radova obuhvatao je rušenje Konvertorske hale i rafinacije sa svom tehnološkom opremom i postojećom infrastrukturom. Objekat je izveden kao dvobrodna hala dimenzija 40,30m x 80,50m. Rušenje je podeljeno u 2 faze:

- u I fazi se uklanja deo objekta Hale konvertora sa rafinacijom, od ose 21 do ose 5 (Slika 3);
- u II fazi se uklanja preostali deo objekta Hale konvertora sa rafinacijom, od ose 5 do ose 012 (Slika 4);



Slika 3: Grafički prikaz I faze



Slika 4: Grafički prikaz II faze

5.1.5. Realizacija radova

Pripremni radovi podrazumevaju fizičko isključenje svih instalacija koje dolaze do objekta bez obzira na to da li je instalacija u funkciji ili ne. Isključenje instalacija vrši se prema klauzulama iz pravilnika BZR i PPZ.

Prilikom izvođenja radova koriste se tehnike sečenja profila i obaranje čeličnih sklopova moćnim bagerima (vezuju se sajle za venac bagera), sečenje hidrauličkim makazama, sečenje gorionicima i spuštanje sklopova autodizalicama. Kod nestabilnih i opasnih-nebezbednih platformi i slično koriste se samohodni AB liftovi ili telehendleri, i sečenje iz korpe. Bageri sa dugim granama i dohvatom od 30m su ključne mašine pri rušenju.

5.1.6. Ljudski resursi

Prilikom rušenja od ljudskih resursa angažuju se:

- inženjeri građevine,
- rukovaoci bagerima (posebno sa dugim rukama – strelom),
- dizaličari,
- sekači gorionicama (autogeno plameno sečenje brenerima).

5.1.7. Odabir metodologije

Prilikom odabira metodologije rušenja Hale konvertora i rafinacije vodilo se računa o tome da se odabere takva metodologija rada koja smanjuje ili potpuno isključuje visoko rizične operacije, kao što su rad radnika na visini, rad sa otvorenim plamenom i slično. Tehnologija sečenja brenerom (gasno-plameno sečenje) i spuštanje pojedinih isečenih delova pomoću autodizalice je dugotrajan proces, koji pored autodizalice za spuštanje isečenih delova zahteva i obezbeđenje uslova za rad na visini za radnike koji seku. Ovaj način rušenja je bio predviđen za rušenje rizičnih pozicija gde se samo na ovaj način može obezbediti sigurnost i preciznost radova. Po pravilu brzina rušenja je uslovljena brzinom rada sekača, najviše na visini, koji su usko grlo radova na rušenju.

Gde god je bilo moguće, odabrana optimalna metodologija rada je bila sečenje opreme i konstrukcije hidrauličnim makazama na bageru guseničaru sa radnom strelom potrebnog dohvata, sa spuštanjem isečenih delova na tlo. Rad radnika svodio se u ovom slučaju na isključenje i demontažu opreme i instalacija. Nakon demontaže opreme i instalacija na objektima,

počelo se sa mašinskim rušenjem objekta. Ove radove radnici su mogli izvoditi sa postojećih radnih platformi, nakon kojih angažovanje radnika prestaje i pristupa se mašinskom rušenju.

Bilo je predviđeno korišćenje bagera guseničara sa radnom strelom vertikalnog dohvata više od 25m pomoću koje bager nosi hidraulične makaze za sečenje i ostale uređaje.

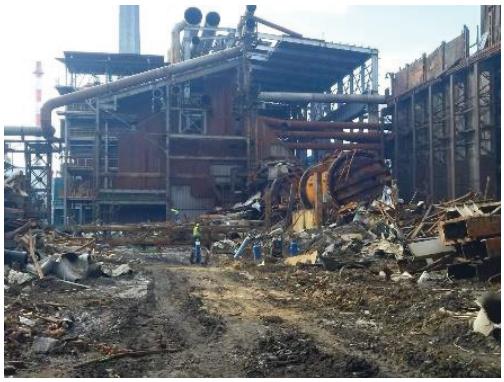
5.2. PLAN DEMONTAŽE I RUŠENJA

Prvo se uklanjaju najpristupačniji delovi objekta, cevovodi i infrastruktura koja povezuje halu sa susednim objektima. Instalirana oprema u objektu se uklanja u prvim fazama rušenja da bi se oslobodio prostor za naredne etape rušenja. Ovakav redosled rušenja obezbeđuje prvo rušenje delova objekata manjih gabarita i njihovim uklanjanjem omogućava bolju radnu poziciju mašina za rušenje i mašina za utovar prilikom rušenja delova objekta većih dimenzija i veće visine. Na ovaj način, oslobađanjem više frontova rada, omogućava se bolja paralelizacija radova i moćnost rada više mašina u istom trenutku na različitim pozicijama. Redosled rušenja objekta je definisan logičkim sledom rušenja same konstrukcije objekta kojim se obezbeđuje bezbednost prilikom rušenja objekta: prvo se ruši krovni pokrivač, potom se objekat ogoli od TR limova, skidaju se sednvič paneli, obloga, sledi skidanje preostalih delova opreme, cevovoda, instalacija, pa se zatim kreće sa rušenjem nosećih čeličnih sklopova konstrukcije. Konstrukcija se ruši metodom odozgo na dole i prvo se skida krovna konstrukcija, potom glavne čelične rešetke i na kraju glavni čelični rešetkasti stubovi.

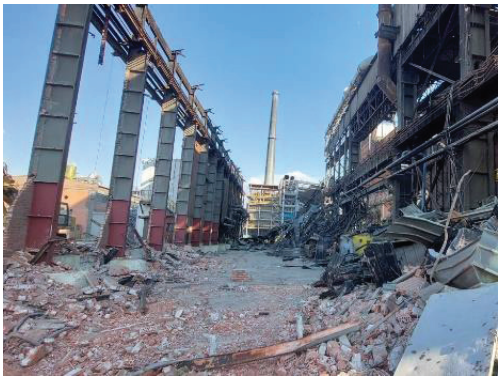
Nakon što se završe radovi na uklanjanju objekta do kote nula (kote terena), kreće se u lupanje-vađenje tj. čupanje temelja objekta.

5.3. FOTO-DOKUMENTACIJA

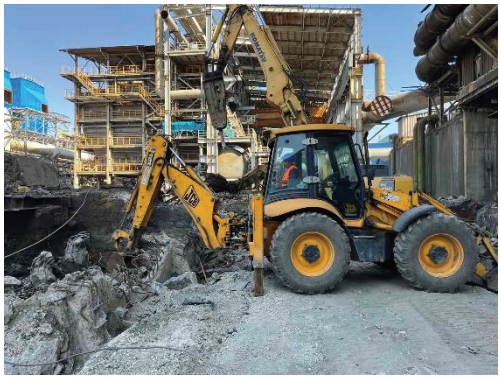
Slika 5: Hala konvertora izmedju osa A i B – glavni brod hale (pre rušenja)



Slika 6: Prikaz Hale konvertora i rafinacije u toku izvođenja radova na rušenju sa prikazom cevovoda i instalacija



Slika 7: Prikaz nosećih čeličnih stubova Hale konvertora i rafinacije koji se ruše



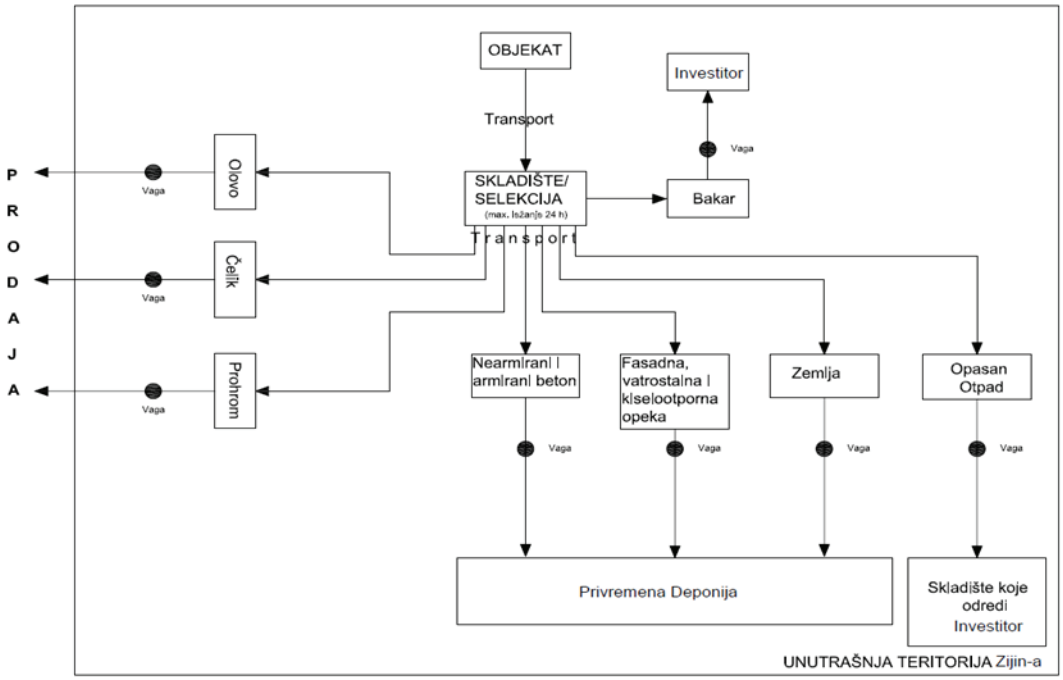
Slika 8: Prikaz izvođenja radova na rušenju temelja Hale konvertora i rafinacije

5.4. KRETANJE MATERIJALA PRI RUŠENJU I UKLANJANJU OBJEKTA

Tokom uklanjanja objekta i njegovih delova, porušeni materijal se razvrstavao i odlagao prema vrsti materijala odnosno kategorizaciji otpada, u prethodno predviđenim zonama za njegovo odlaganje.

Kontrola procesa i praćenje količina definisane su objedinjenom procedurom koja je usvojena za sve učesnike na projektu:

- Materijal koji se dobije pri rušenju se privremeno skladišti na predviđenom mestu. Na ovom mestu se primarno priprema materijal: čisti, odvaja i usitnjava po potrebi. Na ovom privremenom skladištu, materijal sme da se zadržava samo 24 časa. Na ovo skladište sme da se doprema samo materijal dobijen u procesima rušenja.
- Nakon završene selekcije, materijal se po vrstama odvozi na mesto skladištenja pojedinačnih mateijala. Kontrolu utovara i istovara vrši Investitor i Stručni nadzor. Ova pojedinačna konačna skladišta treba da budu ograđena i zaštićena. Montriranje sistema video nadzora je preporučljivo kako bi se kontrolisalo stanje na ovim skladištima. Na ova skladišta sme da se doprema samo materijal dobijen u procesu rušenja.
- Olovo, čelik i prohrom (prohromski čelici) se mere pri utovaru za transport sa konačnih skladišta. Merenje se vrši na kamionskim i vagonskim vagama. Kontrolu utovara i merenja vrši Investitor i Stručni nadzor. Pri svakom merenju izdaje se overena Potvrda o merenju.
- Otpad koji Investitor označi kao opasan, nakon merenja i izdavanja potvrde o merenju, trajno se odlaže.
- Otpad koji nije opasan i nije upotrebljiv, nakon merenja i izdavanja potvrde o merenju, odlaže se na predviđeno mesto.



Slika 9: Dijagram kretanja materijala dobijenog u procesima rušenja

5.5. KONTROLA KOLIČINA IZVEDENIH RADOVA

Potvrdom o preuzetom materjialu dobijaju se kumulativni prikazi količina porušenog materijala po danima merenja. Na osnovu dobijenih količina vodi se tabelarni pregled kontrole količina izmerenog čelika i čelika predviđenog projektom rušenja (čelika ugovorenog sa specijalizovanim podizvođačem za rušenje – TEIKOM d.o.o., da se poruši i usitni za dalji odvoz kamionima), praćenje procentualne realizacije izvedenih radova, odvojenim po fazama, kako je i izvođeno rušenje Konvertorske hale i rafinacije, sa svom tehnološkom opremom i postojećom infrastrukturom. Potvrda o preuzetom materjalu ujedno je i dokaznica za naplatu količina izvedenih radova.

Pregled izvedenih aktivnosti i kontrola ugovorenog roka za izvođenje radova faze I i faze II praćena je na osnovu dinamičkog plana realizacije koji je sadržao sve ključne aktivnosti, rizike, potencijalna kašnjenja i koji je redovno revidovan prema stvarnim datumima izvođenja svih ugovorenih pozicija radova, tokom trajanja radova na rušenju.

Sav porušeni materijal za koji Ugovorom nije predviđena naplata deponovan je na za to predviđenu lokaciju. Odvojeni su čelični delovi porušenog materijala od materijala drugih vrsta koji su deo sklopa označenog kao sekundarne sirovine.

6. ZAKLJUČAK

Nova savremena metalurška oprema zahteva nove građevinske konstrukcije sa vekom trajanja od najmanje 50 godina, tako da se projektuje rušenje i nova izgradnja konvertorske hale sa 4 konvertora, umesto skupih rekonstrukcija i sanacija, koje se pokazuju kao ekonomski neopravdane kada po nekoliko desetina godina treba da nose opremu velike ekonomske vrednosti. Tehnologije se menjaju, ali metalurška oprema i odgovarajući metalurški sistemi odolevaju brzim promenama, posebno jer su primenjena metalurška rešenja u Boru u topionici sa rafinacijom pokazala dosada odlične rezultate. Zato su nove kineske investicije išle u pravcu novih konvertora

i povećanja kapaciteta fleš peći, a ne u pravcu promene tehnologije fleš peći. Rušenje postojećih hala je prvi trošak u ovakvim investicionim rešenjima. U teškim industrijama gde je periodično potrebno zameniti zastarelu ili dotrajalu opremu, ključno je da se dotrajale građevinske konstrukcije koje nose takvu opremu zamene novim, koje imaju nov životni vek trajanja konstrukcije, a zbog ograničenosti prostora u topionici u Boru, takve investicije su po običaju brownfield. U radu je dat osvrt na operacije koje se obavljaju u procesima rušenja i uklanjanja objekta industrije, u slučaju brownfield projekta. Akcenat je stavljen na projekat ojačanja postojeće konstrukcije koja se ruši, kako bi se sačuvala prostorna stabilnost do poslednje faze rušenja dvobrodne hale. Specifičnosti građevinskih konstrukcija industrijskih hala su ključne pri odabiru redosleda radnji koje se predviđaju detaljnom metodologijom rušenja, kao što su i najbitnije za pravilan izbor novih ukrućenja i novih konstruktivnih elemenata, ojačanja neophodnih za realizaciju rušenja građevinskih konstrukcija teških više hiljada tona. Stručni nadzor nad rušenjem industrijskih hala zahteva poznavanje svih specifičnosti kako projekta rušenja tako i metodologije izvođenja rušenja.

LITERATURA

[1] Ivana Batalo-Dobromirović, dipl.inž.građ., Rade Kajganić, dipl.inž.građ. Projekat uklanjanja objekta Hale konvertora i rafinacije, “Pertorl Projekt” doo, Pančevo, februar 2022.

[2] Code of practice – Demolition Works, Safe Work Australia, July 2012

[3] Internet web sajt: https://kolektiv.co.rs/.

[4] Arizanović, D., Petronijević, P., Beljaković, D.: Tehnologija građevinskih radova grubi građevinski radovi. Građevinski fakultet u Beogradu, 2015.

[5] Zakon o bezbednosti i zdravlju na radu („Sl. glasnik RS“, br. 101/2005, 91/2015 i 113/2017 – dr. zakon)

[6] Pravilnik o sadržaju elaborata o uređenju gradilišta („Sl. glasnik RS“, br. 121 od 24. decembra 2012, 102 od 11. decembra 2015)

[7] Pravilnik o tehničkim normativima za zaštitu od požara ("Sl. glasnik RS", br. 22/2019

S-15
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026045M

Dragan Majkić[1]

BROADWAY SUBWAY PROJECT, VANCOUVER – MODULAR TEMPORARY STRUCTURAL SYSTEM FOR DEEP URBAN EXCAVATIONS

Summary: The Broadway Subway Project in Vancouver involves the construction of a 5.7 km extension of the metro line with multiple underground stations located beneath one of the city's busiest urban corridors. Deep excavations reaching approximately 24 m, limited working space, heavy traffic, and extensive underground utilities represented major engineering challenges. A modular temporary structural system was developed to allow simultaneous traffic operations and deep excavation works. Prefabricated steel traffic deck panels carry vertical loads while also functioning as horizontal struts within the excavation support system. The modular concept enabled staged construction, rapid installation, and reuse of structural components.

Keywords: underground infrastructure, deep urban excavations, temporary structures, temporary traffic platforms, prefabricated steel structures, construction stage

BROADWAY SUBWAY PROJECT, VANCOUVER – MODULARNI SISTEM PRIVREMENIH KONSTRUKCIJA ZA DUBOKE URBANE ISKOPE

Rezime: Broadway Subway Project u Vankuveru obuhvata izgradnju 5.7 km produženja metro linije sa više podzemnih stanica ispod jedne od najopterećenijih urbanih saobraćajnica. Duboki iskopi do približno 24 m, ograničen prostor, intenzivan saobraćaj i brojna komunalna infrastruktura predstavljali su ključne inženjerske izazove. Razvijen je modularni sistem privremenih konstrukcija koji omogućava istovremeno odvijanje saobraćaja i izvođenje dubokih iskopa. Prefabrikovane čelične saobraćajne platforme preuzimaju vertikalna opterećenja i istovremeno funkcionišu kao horizontalne rasponke sistema podgrade. Modularni koncept omogućio je faznu izgradnju, brzu montažu i višekratnu upotrebu.

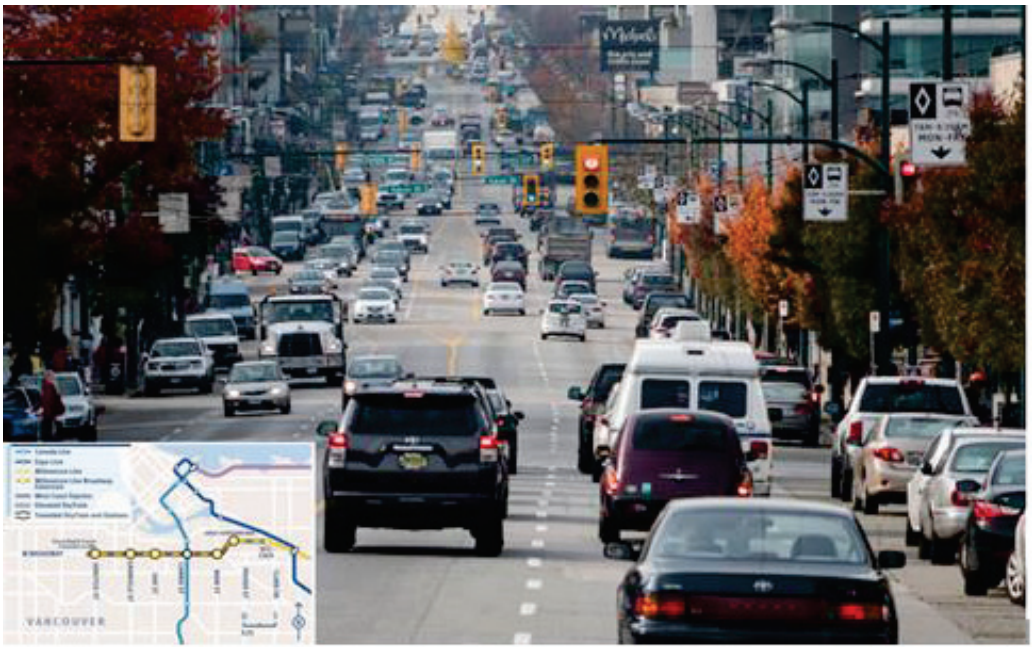
Ključne reči: podzemna infrastruktura, duboki urbani iskopi, privremene konstrukcije, privremene saobraćajne platforme, prefabrikovane čelične konstrukcije, faza izgradnje

[1] Allnorth, dmajkic@allnorth.com

1. KONTEKST I GLAVNI IZAZOV

Broadway Subway Project predstavlja produženje Millennium linije u dužini od 5,7 km, sa ukupno šest stanica (pet podzemnih ispod ulice Broadway). Ključno ograničenje projekta bilo je minimizovanje prekida saobraćaja na jednoj od najprometnijih tranzitnih ruta (Slika 1). Iskop tunela realizovan je TBM metodom, dok su stanice građene metodom otvorenog iskopa (open-cut) (Slika 2, 3, 4, 5).

Allnorth je bio angažovan kao Structural Engineer of Record (EOR) za privremene sisteme saobraćajnih platformi na pet stanica, uključujući interakciju sa podgradom iskopa i postojećim komunalnim instalacijama.



Slika 1: Ulica Broadway, intenzivan saobraćaj i ograničenja gradilista

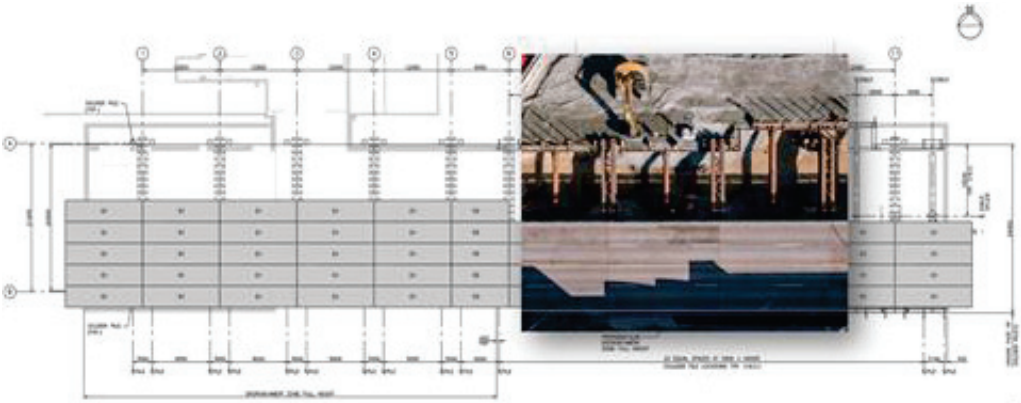
2. KONCEPT SISTEMA I KONSTRUKTIVNO PONAŠANJE

Sistem ima dve ključne funkcije:

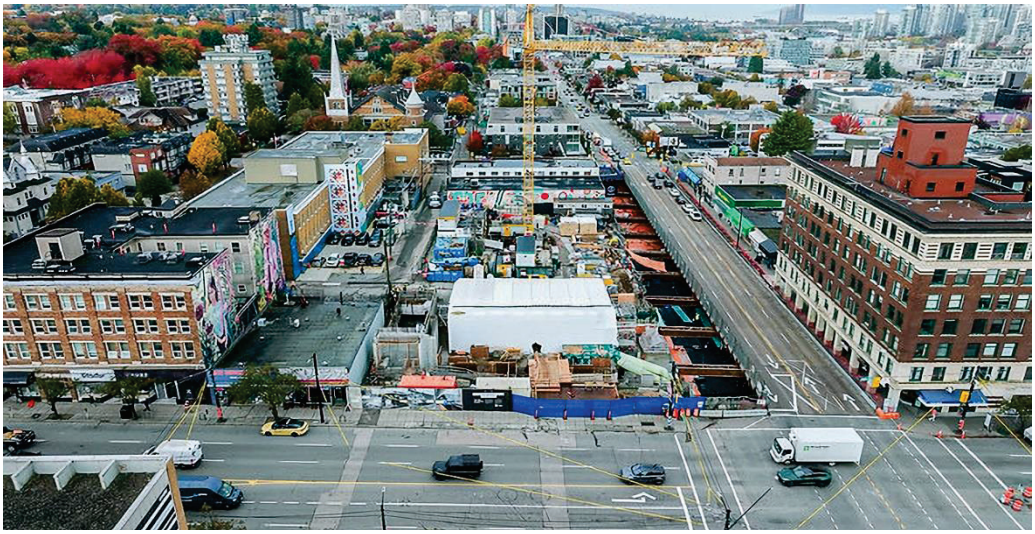
• Prenos vertikalnih opterećenja od saobraćaja preko privremene platforme (temporary traffic deck) (Slika 2 i Slika 10),

• Stabilizaciju iskopa kroz sistem čeličnih razupora (struts) koji preuzimaju horizontalne pritiske tla (Slika 3 i Slika 4).

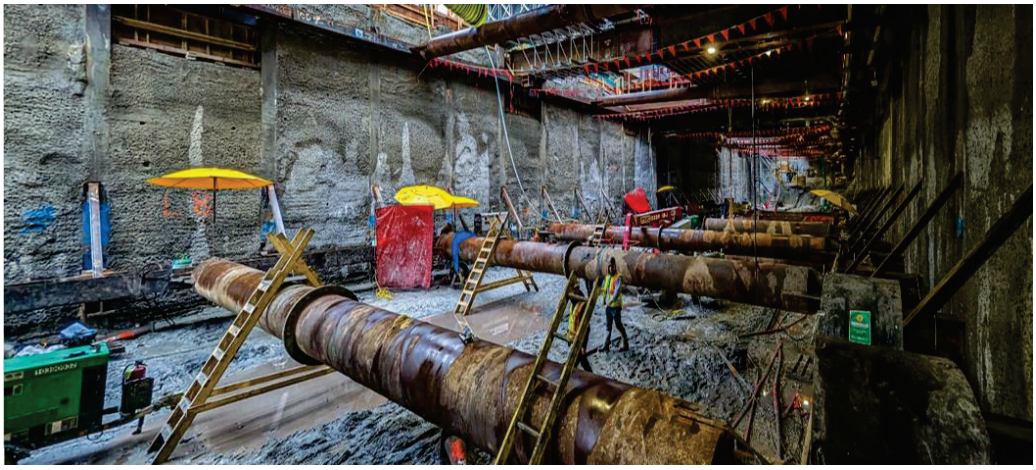
Konstrukcija je projektovana kao jedinstven, višenamenski sistem koji istovremeno obavlja obe navedene funkcije. Sa aspekta tehnologije građenja, usvojeno je modularno rešenje koje omogućava faznu montažu uz minimalna zatvaranja saobraćajnih traka, kao i brzu demontažu i ponovnu upotrebu čeličnih elemenata.



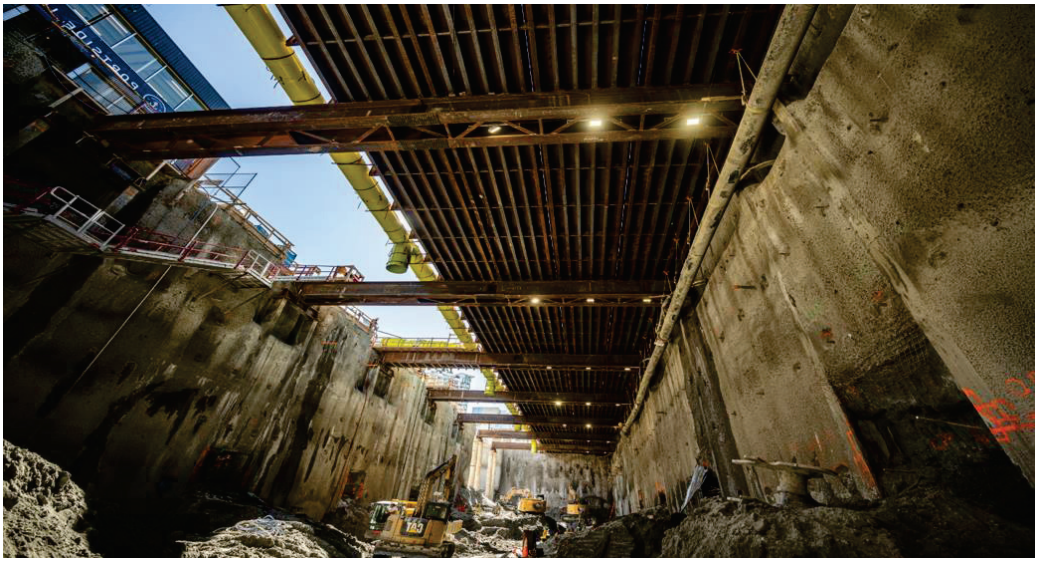
Slika 2: South Granville Station – glavne grede preuzimaju vertikalna opterećenja i deo horizontalnih uticaja



Slika 3: Mount Pleasant Station – Pogled sa istočne strane



Slika 4: Oak Station - Iskop izveden do nivoa druge rasponke

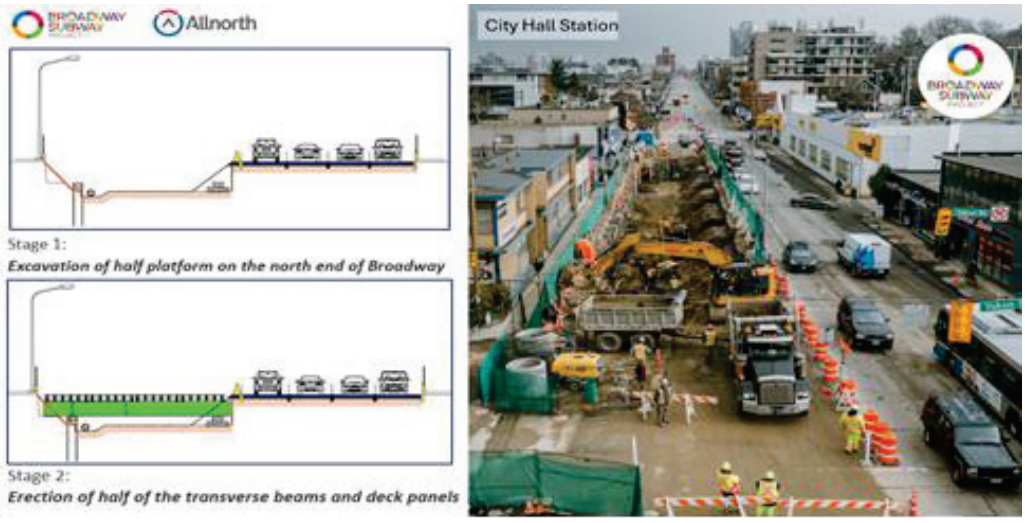


Slika 5: Privremena kolovozna konstrukcija na stanici Mount Pleasant – pogled iz iskopa.

3. ETAPNA SEKVENCA IZVOĐENJA

Radi održavanja četiri aktivne trake tokom celog procesa, uvedena je fazna sekvenca:

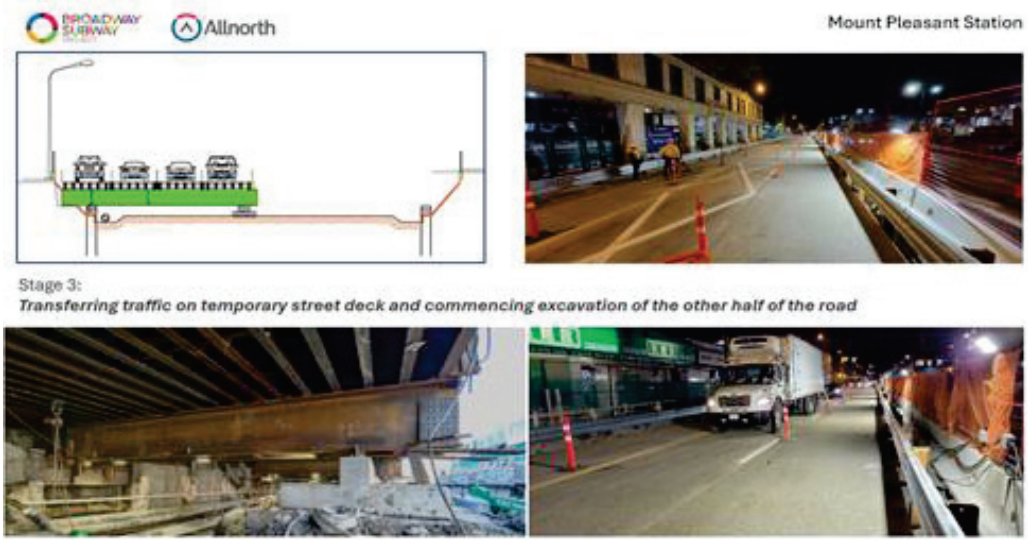
- iskop jedne polovine, montaža platforme, preusmerenje saobraćaja (Slika 6 i 7),
- zatim iskop druge polovine i ugradnja dodatnih elemenata (Slika 7).



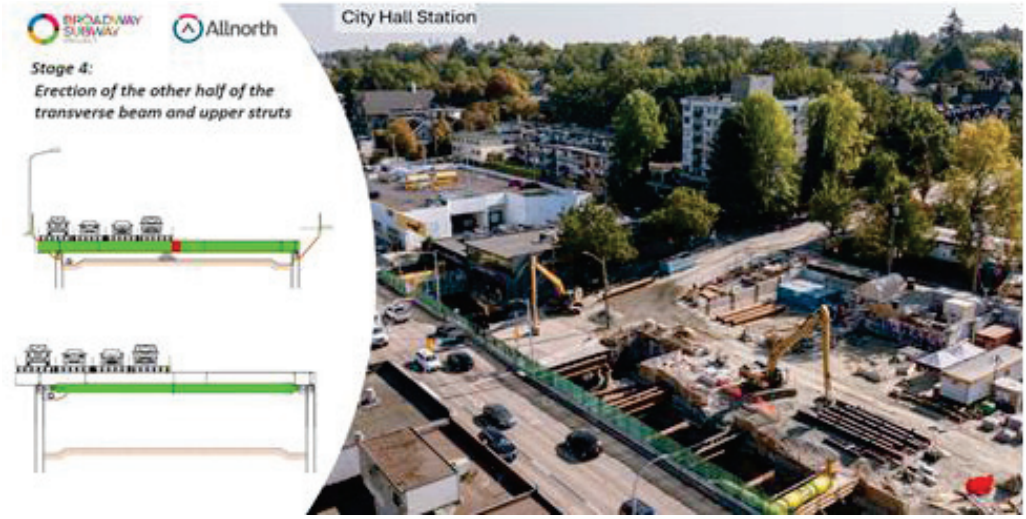
Slika 6: Faze 1 i 2 – iskop prve polovine i ugradnja privremene platforme.

Tipični paneli platforme su 12 m × 3 m, sa čeličnom pločom debljine ~11 mm, oslonjeni na uzdužne W480 pdužne čelične nosače (Slika 8), koji se oslanjaju na poprečne W1100 glavne nosače. Glavni nosači su oslonjeni na čelične šipove W610 do ~27 m dubine, u rasteru oko 3 m. Prefabrikovani paneli sa završnim habajućim slojem (epoksi-asfalt) omogućili su brzo puštanje u saobraćaj bez dodatnih završnih radova (Slika 11). Nakon što je prva polovina kolovoza bila pokrivena montažnom konstrukcijom, a glavni čelični nosači oslonjeni na zidove iskopa, iskop

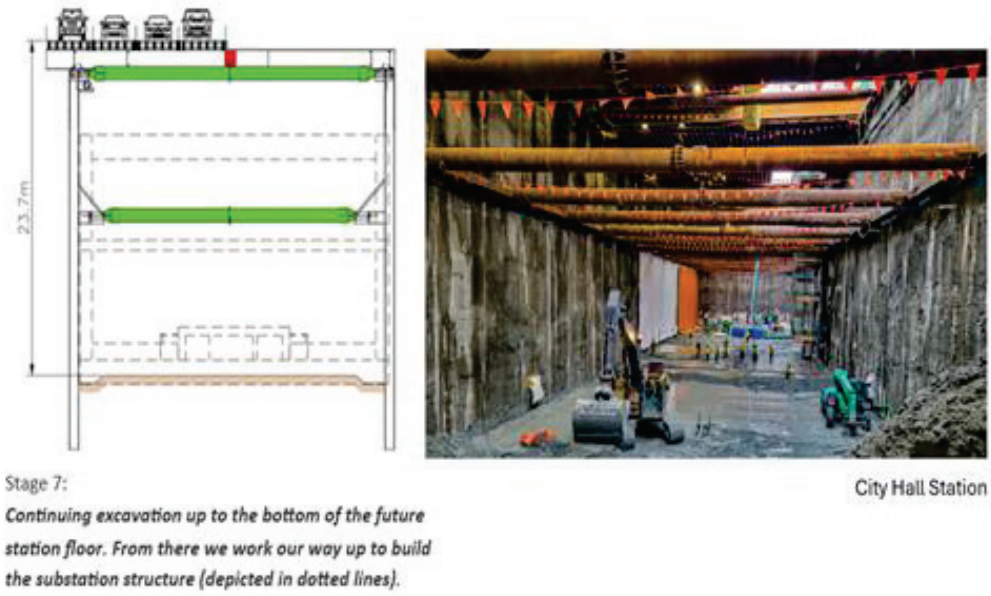
je nastavljen ispod te konstrukcije, dok je druga polovina ulice Broadway ostala otvorena za izvođenje radova, uključujući odvoz iskopanog materijala, spuštanje opreme i obezbeđenje ventilacije (Slika 8 i Slika 9).



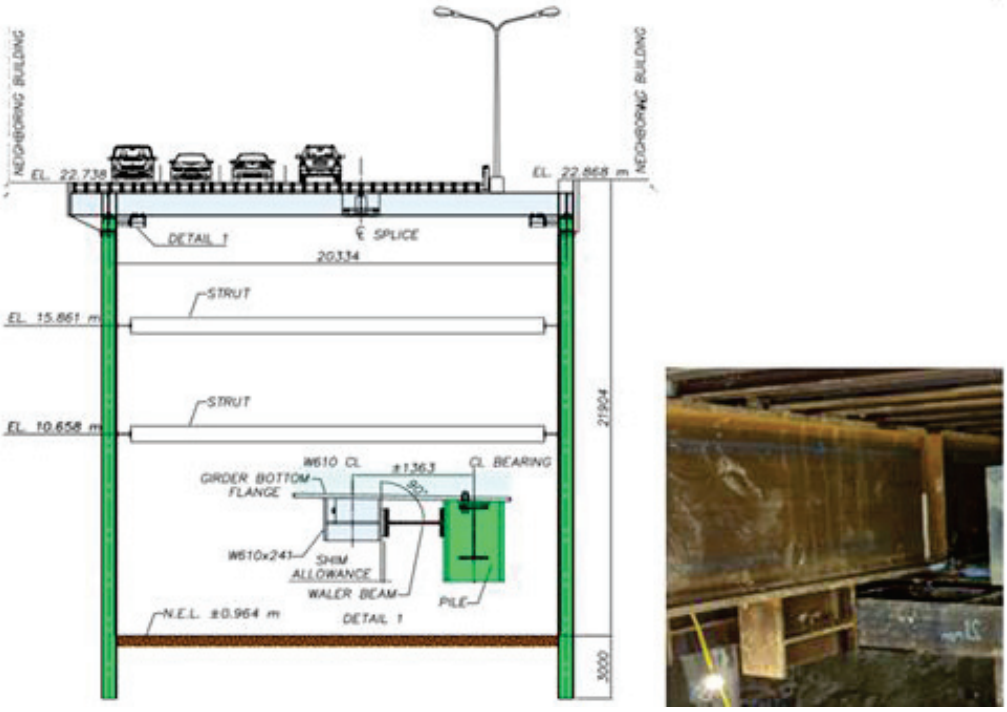
Slika 7: Faza 3 – transfer saobraćaja na izvedenu platformu



Slika 8: Faza 4 – montaža druge polovine poprečnih glavnih nosača.



Slika 9: Faza 5 – ugradnja razupora na srednjem nivou i dostizanje konačne dubine iskopa

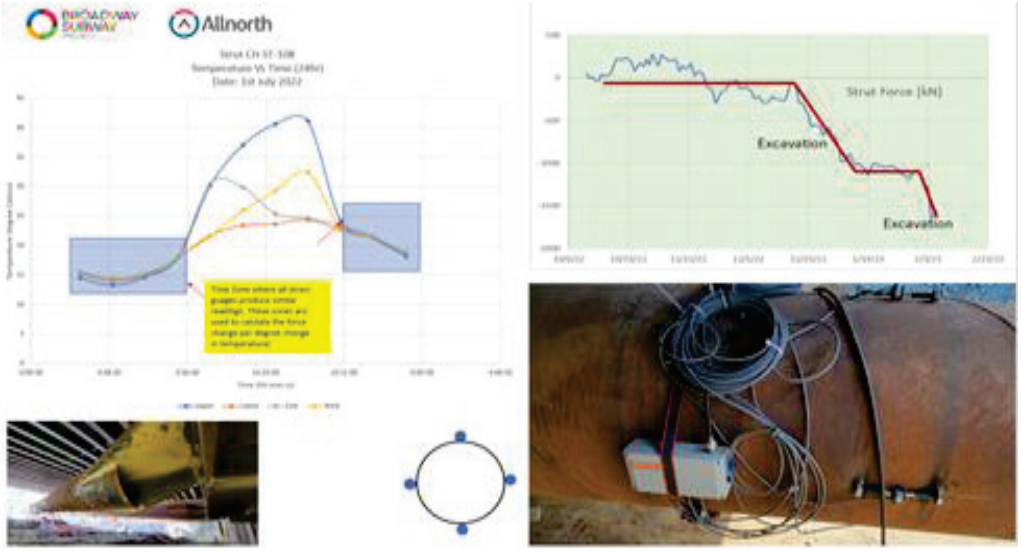


Slika 10: City Hall Station – detalj transfera sile od tla na glavne poprečne grede

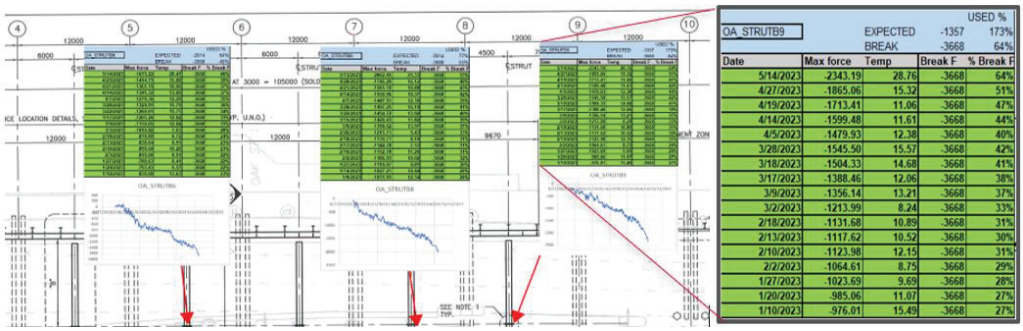
Slika 11: Tipični paneli kolovozne konstrukcije

4. MONITORING SILA U RAZUPORAMA I UTICAJ TEMPERATURE

U okviru programa monitoringa iskopa Broadway, na odabrane razupore postavljene su četiri merne trake pod uglom od 90° (Slika 12). Na osnovu izmerenih dilatacija određene su vrednosti aksijalnih sila pritiska u razuporama, čime je omogućena kontinuirana provera usvojenih projektnih pretpostavki, optimizacija intenziteta početnog prednaprezanja razupora, kao i procena stabilnosti iskopa tokom različitih faza izvođenja radova (Slika 13). Zbog temperaturnih promena, rezultati pokazuju dnevne i sezonske varijacije; različiti kanali su različito izloženi suncu, što zahteva korekcije i pažljivu interpretaciju.



Slika 12: Šema četiri merne trake orijentisane pod 90° – princip merenja



OA_STRUTB9		EXPECTED	-1357	USED % 173%
		BREAK	-3668	64%
Date	Max force	Temp	Break F	% Break F
5/14/2023	-2343.19	28.76	-3668	64%
4/27/2023	-1865.06	15.32	-3668	51%
4/19/2023	-1713.41	11.06	-3668	47%
4/14/2023	-1599.48	11.61	-3668	44%
4/5/2023	-1479.93	12.38	-3668	40%
3/28/2023	-1545.50	15.57	-3668	42%
3/18/2023	-1504.33	14.68	-3668	41%
3/17/2023	-1388.46	12.06	-3668	38%
3/9/2023	-1356.14	13.21	-3668	37%
3/2/2023	-1213.99	8.24	-3668	33%
2/18/2023	-1131.68	10.89	-3668	31%
2/13/2023	-1117.62	10.52	-3668	30%
2/10/2023	-1123.98	12.15	-3668	31%
2/2/2023	-1064.61	8.75	-3668	29%
1/27/2023	-1023.69	9.69	-3668	28%
1/20/2023	-985.06	11.07	-3668	27%
1/10/2023	-976.01	15.49	-3668	27%

Slika 13: Tipičan prikaz sile u razupori dokumentovan u nedeljnom izveštaju o monitoringu

Slika 14: Proboj mašine za iskop tunela (TBM) kroz zidove stanice Mount Pleasant.

REFERENCE

[1] Ministry of Transportation and Infrastructure, Millennium Line Broadway Extension (Broadway Subway Project) Business Case, Victoria, BC, Canada

[2] Federal Highway Administration (FHWA), Earth Retaining Structures Reference Manual, Publication No. FHWA NHI-10-024, Washington, D.C., 2010.

[3] Allnorth Consultants Limited. Broadway Subway Project – Temporary Traffic Deck Design Reports, Design Calculations and Construction Staging Drawings, Internal Design Documentation, Vancouver, BC, Canada, 2021–2024.

S-16
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026058R

Goran Radeka[1], Branko Ilić[2], Slaviša Antešević[2], Anđela Gligić[2], Miodrag Đurđević[2], Dušan Arsić[2], Jelena Cvetković[2]

DESIGN, CONSTRUTIONS AND TESTING OF A STEEL WATER TOWER AT THE "MINAL" AUTO PARTS FECTORY IN ŠABAC

Summary: Design, construction, and testing of a steel water tower at the "Minal" auto parts factory in Šabac are presented in the paper. The water tower has a capacity of 100 m^3 and the height of 23,20 m. It consists of a 19,0 m high spatial truss tower, and a cylindrical tank with a diameter and height of 6,0 and 4,0 m, respectively. The foundation slab is a regular dodecagon, with a 9,0 m distance between two opposite sides. The cylindrical tank structure is formed of mutually welded steel elements which make a grillage, and steel sheets. The specifics that occurred within the project, which led to the need for a special approach in certain situations, are discussed. The adopted solutions are presented and explained.

Keywords: steel water tower, design, construction, testing

PROJEKTOVANJE, IZVOĐENJE I ISPITIVANJE ČELIČNOG VODOTORNJA ZA FABRIKU AUTO-DELOVA "MINAL" U ŠAPCU

Rezime: U radu su predstavljeni projektovanje, izgradnja i ispitivanje čeličnog vodotornja za fabriku auto-delova "Minal" u Šapcu. Vodotoranj ima zapreminu rezervoara od 100 m^3 i ukupnu visinu od 23,20 m. Konstrukciju čine prostorni rešetkasti stub visine 19,0 m i cilindrični rezervoar prečnika 6,0 m i visine 4,0 m. Temeljna ploča je izvedena u obliku pravilnog dvanaestougla, sa rastojanjem između dve naspramne stranice od 9,0 m. Konstrukcija cilindričnog rezervoara formirana je od međusobno zavarenih čeličnih elemenata, roštiljne konstrukcije i limova. U radu su razmatrane specifičnosti koje su se pojavile tokom realizacije projekta i koje su zahtevale poseban pristup u pojedinim fazama projektovanja i izvođenja. Prikazana i analizirana su usvojena tehnička rešenja.

Ključne reči: čelični vodotoranj, projektovanje, izgradnja, ispitivan

[1] PRO-ING, Srbija, goran.radeka@pro-ing.rs
[2] PRO-ING, Srbija

1. UVOD

U radu je predstavljen projekat vodotornja koji je deo kompleksa fabrike auto-delova „Minal“ u Šapcu. U procesu proizvodnje legure aluminijuma u visokim pećima topionice, postoji potreba za obezbeđenjem vode koja ima ulogu hlađenja u ovom kompleksnom tehnološkom procesu. Pored niza betonskih rezervoara koji sadrže potrebnu količinu vode za pomenuti tehnološki proces, bilo je potrebno obezbediti dodatno skladište vode koja bi se koristila samo u slučaju prestanka rada primarnih rezervoara. Kako bi se dobio dovoljan pritisak vode u sistemu, bez rada dodatnih pumpi, kao rešenje se nametao samo vodotoranj. Potreban kapacitet vode je 100 m^3, a minimalna potrebna visina vodenog stuba 19 m. Na Slici 1 prikazan je izveden vodotoranj u okviru fabričkog kompleksa.

Slika 1: Vodotoranj u okviru fabričkog kompleksa

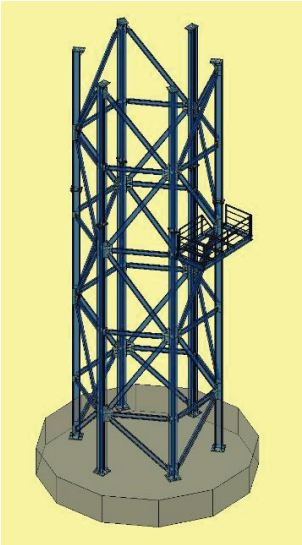
U pogledu morfološkog sklopa terena, lokacija pripada delu aluvijalne terase reke Save. Geotehnička građa terena je povoljna za plitko fundiranje. Osim površinskog sloja humusa debljine 50 cm, sloj glinovite prašine koji se proteže do dubine od 2,6 m je dobrih fizičko-mehaničkih karakteristika. Prema karti seizmičke regionalizacije Srbije, lokacija pripada zoni VII-VIII stepena seizmičnosti prema MCS skali za povratni period od 475 godina, sa maksimalnim ubrzanjem tla na osnovnoj steni od 0,10 g. Posle opisa konstrukcije vodotornja u radu su predstavljeni i objašnjeni projektantski i izvođački izazovi koji su pratili projekat.

2. OPIS KONSTRUKCIJE

Kako bi se pravovremeno realizovao dinamički plan radova na gradilištu, izabrano je da vodotoranj bude izveden od čelika S235 JR. Pored brzine izrade konstrukcije postoje i drugi benefiti čeličnog vodotornja u odnosu na armirano-betonski. Neki od najvažnijih su kvalitet izvedenih radova, gde se veći deo čelične konstrukcije proizvodi u fabrici u kontrolisanim uslovima, i manja sopstvena težina konstrukcije koja ima za posledicu manje seizmičko opterećenje. Objekat je projektovan u skladu sa tada važećim Zakonom o planiranju i izgradnji [1] i pravilnicima [2] i [3], kao i odgovarajućim standardima [4]-[25].

Temeljna konstukcija vodotornja je armirano-betonska ploča debljine 130 cm izvedena od betona klase C25/30 i armirana čelikom kvaliteta B500B. U osnovi je oblika pravilnog dvanaestougla sa rastojanjem između naspramnih stranica 9 m. Temeljna ploča mora da zadovolji granična stanja nosivosti koja se odnose na gubitak ravnoteže konstrukcije (EQU) i lom kritičnih preseka (STR).

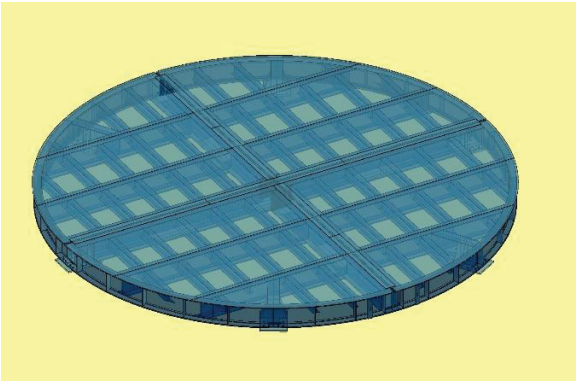
Vertikalna noseća konstrukcija vodotornja je prostorna rešetka sačinjena od stubova (pojasni štapovi), dijagonala i horizontala (štapovi ispune). Posmatrano u osnovi stubovi su postavljeni u temena i povezani štapovima ispune formiraju pravilan šestugao. Rastojanje između naspramnih stubova je 6 m. Visina rešetkaste konstrukcije je 19 m. Na Slici 2 je prikazana temeljna ploča i prostorna rešetkasta konstrukcija.



Slika 2: Temeljna ploča i rešetkasti stub

Stubovi su izrađeni od vruće valjanih IPBl 300 profila. Svaki stub je sa 12xM24...8.8 ankera uklješten u temeljnu ploču. Ankeri su ugrađeni pre betoniranja temelja. Između stubova su štapovi ispune od vruće valjanih IPE 200 profila. Stubovi su izrađeni iz dva segmenta koji su povezani čeonim montažnim nastavkom. Štapovi ispune su sa stubovima povezani zavrtnjevima.

Dno rezervoara je u sistemu „roštiljne“ konstrukcije gde su elementi sklopa međusobno zavareni i orjentisani su u dva međusobno ortognalna pravca. Ovaj sklop je u osnovi oblika kruga prečnika 6,2 m. Po obimu nalazi se prsten od savijenog UPN 300 čeličnog profila. Primarnu konstrukciju čine udvojeni ili jednostruki, međusobno zavareni IPE 300 profili. Sekundarnu kostrukciju čine zavareni IPE 160 profili. Preko ove konstrukcije postavlja se čelični lim debljine 10 mm. Dno rezevoara je za stubove vezano preko čeonih anker ploča sa po 10xM20...8.8 zavrtnjeva na svakom oslonačkom mestu. Na Slici 3 prikazana je konstrukcija dna rezervoara.



Slika 3: Dno rezervoara

Sa dna rezervoara formira se cilindrična ljuska izvedena od međusobno zavarenih limova čija se debljina smanjuje ka vrhu. Visina cilindra je ukupno 4 m. Donja dva segmena su debljine 10 mm dok su gornja dva segmenta od lima deljine 8 mm. Po obimu vrha rezervoara postavlja se oslonački krovni element formiran od UPN 200 profila.

Krov je, kao i dno, u sistemu „roštiljne“ konstrukcije koju formiraju udvojeni ili jednostruki, međusobno zavareni IPE 180 profili. Preko ove konstrukcije postavlja se lim debljine 3 mm.

Pored opisane konstrukcije treba pomenuti da su na vodotornju projektovane penjalice sa leđobranima, odmorište na visini od 11 m i otvor na krovu, a sve u cilju obezbeđnja pristupanju unutrašnjosti rezervoara. Na vrhu rezervoara izvodi se i ograda visine 100 cm. Na Slici 4 prkazan je kompletan vodotoranj.

Slika 4: Kompletan vodotoranj

3. PROJEKTANTSKI I IZVOĐAČKI IZAZOVI

U ovom poglavlju opisani su projektantski i izvođački izazovi i procesi, kao i njihova uzročno posledična veza u toku realizacije projekta. Prolazeći kroz pojedine konstruktivne sklopove biće analizirani razlozi za izbor pojednih konstruktivnih rešenja.

Početak procesa pravljenja matematičkog modela konstrukcije podrazumeva detaljnu analizu opterećenja. U slučaju vodotornja dominantno opterećenje za proračun i dimezionisanje elemenata rezervoarske konstrukcije je uskladištena tečnost, dok su za dimezionisanje toranjske konstrukcije stubova od značaja dejstva horizontalnih opterećenja, a to su vetar i seizmika. Vetar ima značajan uticaj u situacijama kada je rezervoar prazan, dok seizmičko opterećenje predstavlja

zbir inercijalnih sila koje potiču od težine same konstrukcije i hidrodinamičkog pritiska fluida koji se superponira sa hidrostatičkim pritiskom tečnosti. U [26] daju se jasna uputstva za analizu seizmičkog opterećenja kod rezervoara. U slučaju seizmičke pobude važno je podeliti, u zavisnosti od karakteristika rezervoara, deo tečnosti koji se ponaša kao kruto telo i radi zajedno sa konstrukcijom (impulsivna komponenta) i deo tečnosti koji „talasa“ (konvektivna komponenta).

Toranjske konstrukcije, zbog svoje vitkosti, često kao primaran kriterijum za dimenzionisanje elemenata imaju zadovoljenje graničnog stanja upotrebljivosti, konkretno, horizontalno pomeranje vrha. Kod ovog vodotornja pomeranja vrha su daleko ispod graničnih vrednosti (30 mm).

Uobičajeno za ovakve konstrukcije je da se vodotoranj sastoji od kružnog stuba promenljivog ili konstantnog poprečnog preseka na koji se oslanja rezervoarska konstrukcija. Iako se na samom početku razmatralo i takvo rešenje brzo se došlo do zaključka da je izbor vertikalne rešetkaste prostorne konstrukcije znatno povoljniji. Konstrukcija se mnogo bolje ponaša prilikom prihvatanja horizontalnih dejstava (vetar i seizmika). To se ogleda i u dinamičkom odgovoru konstrukcije. Modalna analiza je pokazala da je prvi ton perioda oscilovanja konstrukcije 0,68 sec, što je za ovakve tipove konstrukcija prilično niska vrednost. Zahtevi u pogledu dinamike izvođenja su bili takvi da je izbor, a kasnije i nabavka standardnih čeličnih profila ubrzavala proces proizvodnje.

Dispozicija primarnih konstruktivnih elemenata dna i krova rezervoara diktirana je izvođačkim zahtevima u pogledu transporta konstrukcije. Kako bi se obezbedile dimenzije elemenata konstrukcije koje spadaju u redovan trasport, rezervoar se morao podeliti na četiri jednaka dela što je prikazano na Slici 5. Na licu mesta se vršilo međusobno zavarivanje ovih segmenata, nakon čega se pristupilo vizuelnom pregeldu varova uz dodatnu penetrantsku metodu za varove koji nisu zadovoljavali vizuelni pregled.

Slika 5: Transport segmenata rezervoara i montaža

Posle toga je izvršeno testiranje vodonepropusnosti rezervoara u skladu sa [27]. Najpre je na privremenim temeljima na tlu postavljena rezervoarska konstrukcija i napunjena vodom u tri faze. Faze punjena su bile do visine vodenog stuba od 2, 3 i 4 m. Na kraju svake faze vršen je detaljan pregled curenja vode i kontrole geometrije od strane geodetskog tima. Kada je završena poslednja faza punjenja do visine od 4 m vodenog stuba vršeni su detaljni vizuelni pregledi i kontrole geometrije na 12 h i 24 h. Pošto je rezervoar uspešno prošao proces ispitivanja vodonepropusnosti na tlu, montiran je na stubove što je prikazano na Slici 5. Nakon povezivanja cevnih instalcija za punjenje i pražnjenje, rezervoar je još jednom napunjen vodom gde je kontrolisano curenje na svakih 12 h u periodu od 48 h. Vršen je i geodetski snimak kompetne konstrukcije uz kontrolu

sleganja temelja. Rezervoar je uspešno prošao test vodonepropusnosti nakon čega se pristupilo nanošenju antikorozione zaštite unutrašnjih površina.

4. ZAKLJUČAK

Kroz procese projektovanja, izvođenja i testiranja objekata generalno, značajan uticaj imaju izvođački zahtevi koji neretko diktiraju odabir projektantskih rešenja. U ovom slučaju, za realizaciju konstrukcije vodotornja, to se direktno ispoljilo kroz odabir čelika kao materijala zbog brzine izvođenja, odnosno potrebe ispunjenja zacrtanih dinamičkih planova. Takođe, usko vezano sa ovim je i usvajanje tipskih čeličnih profila, koji su birani u koordinaciji sa izvođačem konstrukcije. Zahtev izvođača da se svi elementi konstrukcije moraju na gradilište dopremiti redovnim transportom takođe je značajno uticao na dispoziciona rešenja i rešenja detalja spojeva čelične konstrukcije.

Horizontalna opterećenja od dejstva vetra i seizmike, kao izrazito dominanta u pogledu dimenzionisanja vertikalne noseće konstrukcije tornja i ograničenja horizontalnih pomeranja su najveći izazovi koji se kod ovakvih tipova konstrukcije postavljaju ispred projektanta. Izborom prostorne rešetkaste konstrukcije tornja lako su se zadovoljila sva granična stanja nosivosti i upotrebljivosti.

REFERENCE

[1] Zakon o planiranju i izgradnji, Sl. Glasnik RS br. 72/2009, 81/2009 - ispr., 64/2010 - odluka US, 24/2011, 121/2012, 42/2013 - odluka US, 50/2013 - odluka US, 98/2013 - odluka US, 132/2014, 145/2014, 83/2018, 31/2019, 37/2019 - dr. zakon, 9/2020 i 52/2021

[2] Pravilnik za građevinske konstrukcije, Sl. Glasnik RS, br. 89/2019, 52/2020 i 122/2020

[3] Pravilnik o sadržini, načinu i postupku izrade i načinu vršenja kontrole tehničke dokumentacije prema klasi i nameni objekata, Sl. Glasnik RS, br. 73/2019

[4] SRPS EN 1990:2012: Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija.

[5] SRPS EN 1990/NA:2012: Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija - Nacionalni prilog.

[6] SRPS EN 1991-1-1:2012: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-1: Opšta dejstva - Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade.

[7] SRPS EN 1991-1-1/NA:2015: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-1: Opšta dejstva - Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade - Nacionalni prilog.

[8] SRPS EN 1991-1-3:2017: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-3: Opšta dejstva - Opterećenja snegom.

[9] SRPS EN 1991-1-3/NA:2017: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-3: Opšta dejstva - Opterećenja snegom - Nacionalni prilog.

[10] SRPS EN 1991-1-4:2012: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-4: Opšta dejstva - Dejstva vetra.

[11] SRPS EN 1991-1-4/NA:2017: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-4: Opšta dejstva - Dejstva vetra - Nacionalni prilog.

[12] SRPS EN 1991-1-5:2012: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-5: Opšta dejstva - Toplotna dejstva.

[13] SRPS EN 1991-1-5/NA:2017: Evrokod 1 - Dejstva na konstrukcije - Deo 1-5: Opšta dejstva - Toplotna dejstva - Nacionalni prilog.

[14] SRPS EN 1992-1-1:2015: Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade.

[15] SRPS EN 1992-1-1/NA:2015: Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade - Nacionalni prilog.

[16] SRPS EN 1993-1-1:2021: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade.

[17] SRPS EN 1993-1-1/NA:2021: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade - Nacionalni prilog

[18] SRPS EN 1993-1-8:2020: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 1-8: Projektovanje spojeva.

[19] SRPS EN 1993-1-8/NA:2020: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 1-8: Projektovanje spojeva - Nacionalni prilog

[20] SRPS EN 1993-4-2:2021: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 4-2: Rezervoari

[21] SRPS EN 1993-4-2/NA:2013: Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija - Deo 4-2: Rezervoari – Nacionalni prilog

[22] SRPS EN 1997-1:2017: Evrokod 7 - Geotehničko projektovanje - Deo 1: Opšta pravila.

[23] SRPS EN 1997-1/NA:2020: Evrokod 7 - Geotehničko projektovanje - Deo 1: Opšta pravila - Nacionalni prilog.

[24] SRPS EN 1998-1:2015: Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade.

[25] SRPS EN 1998-1/NA:2018: Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade - Nacionalni prilog.

[26] SRPS EN 1998-4:2018: Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 4: Silosi, rezervoari i cevovodi

[27] SRPS EN 14015:2008: Specification for the design and manufacture of site built, vertical, cylindrical, flat bottomed, above ground, welded, steel tanks for the storage of liquids at ambient temperature and above

S-17
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026070J

Slobodan Jaćović[1], Li Xin[2], Danijel Kukaras[3], Elvir Kajević[4], Etényi Zalán Ákos[5], Jovana Vujičić[6], Mirjana Mandić[6], Vule Ristić[6], Mihajlo Milenković[6]

REMOVAL OF THE MAIN SPAN OF OLD SAVA BRIDGE SUPERSTRUCTURE-DESIGN AND EXECUTION ASPECTS

Summary: The Old Sava Bridge was the war bridge in the center of Belgrade, built in 1942 by the German Reich to maintain the connection across the Sava River after the demolition of the King Alexander Bridge. Originally used as a temporary structure for military transport, it served as the main tram bridge until 2020. Considering the condition of the steel structure, piers and foundations, functionality issues related to the noise and vibration, navigational profile requirements, and limited repair options, full demolition was decided. The paper presents design and execution aspects of the superstructure removal, including phased dismantling and the use of specialized equipment in urban conditions. Special attention is given to the removal of the main span, led by company Mostogradnja Ing and their partner Hídépítő Zrt, that involved span removal with floating equipment, launching and disassembly on the heavy scaffolding.

Keywords: Old Sava bridge, bridge demolition, bridge replacement

UKLANJANJE GLAVNOG RASPONA SUPERSTRUKTURE STAROG SAVSKOG MOSTA-PROJEKTANTSKI I IZVOĐAČKI ASPEKTI

Rezime: Stari savski most bio je ratni most u centru Beograd, izgrađen 1942. godine od strane Nemačkog Rajha, radi održavanja veze preko reke Sava, nakon rušenja Mosta kralja Aleksandra. Prvobitno namenjen kao privremena konstrukcija za vojni transport, služio je kao glavni tramvajski most do 2020. godine. Uzimajući u obzir stanje čelične konstrukcije, stubova i temelja, funkcionalnih problema vezanih za buku i vibracije, zahteve plovnog puta, kao i ograničene mogućnosti sanacije, doneta je odluka o potpunom uklanjanju mosta. Rad prikazuje projektantske i izvođačke aspekte uklanjanja superstrukture mosta, uključujući faznu demontažu i primenu specijalizovane opreme u urbanim uslovima. Poseban akcenat je dat na uklanjanje glavnog raspona, vođen od strane kompanije Mostogradnja Ing i njihovog partnera Hídépítő Zrt, koji je uključivao upotrebu plovne mehanizacije, lansiranje na radni plato i demontažu na teškoj skeli.

Ključne reči: Stari savski most, demontaža mosta, zamena mosta

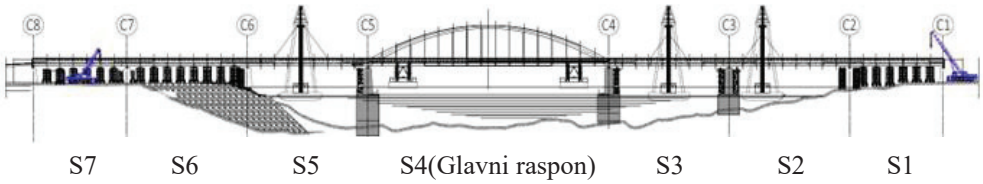
[1] IO Design Enterprise doo, Belgrade, Serbia, slobodanjacovic@io-des.com
2 POWERCHINA-Intl, New Sava Bridge Project, Belgrade, Serbia
3 Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Serbia
4 Mostogradnja Ing doo, Belgrade, Serbia
5 Hídépítő Zrt., Budapest, Hungary
6 IO Design Enterprise doo, Belgrade, Serbia

1. UVOD

Projekat Novog savskog mosta započet je 2020. godine kao ugovor po principu žutog Fidika (Design-Build), zaključen između Republike Srbije i kineske kompanije PowerChina International za izgradnju novog, modernog mosta većeg saobraćajnog kapaciteta na mestu Starog savskog mosta, videti sliku 1. Za potrebe izrade projektne dokumentacije, u okviru koje je jedan od delova Projekat rušenja, formiran je konzorcijum koji čine: Millennium Team Beograd, Mostogradnja Ing Beograd, Fakultet tehničkih nauka Novi Sad i IO Design Enterprise Beograd. Tehničku kontrolu projekta izvršio je Građevinski fakultet u Beogradu [1]. Kompanija Mostogradnja Ing, sa svojim podizvođačima, je izvela najveći deo radova na rušenju Starog savskog mosta, a takođe i definisala opšti koncept demontaže glavnog raspona koji je ovde prikazan. U ovom trenutku, radovi na demontaži Superstrukture Starog savskog mosta su završeni, u toku su radovi na pregledu i ispitivanju postojeće konstrukcije radi mogućnosti ponovne upotrebe.

Slika 1: Izgled Starog savskog mosta

Kako u izvođačkom, tako i projektantskom smislu, najzahtevniji deo celog procesa demontaže Starog savskog mosta predstavljao je uklanjanje glavnog raspona. To je bila poslednja faza demontaže čelične konstrukcije, kojoj su prethodile faze uklanjanja bočnih raspona, videti sliku 2 i olakšavanje konstrukcijom skidanjem asfalta, ortoploče i roštiljne podkonstrukcije, videti [1] i [2].



Slika 2: Šema raspona Starog savskog mosta sa različitim metodama uklanjanja

Kada je reč o samom Starom savskom mostu, to je stara čelična konstrukciji sa dugom eksploatacionom istorijom, koja je tokom svog radnog veka bila značajno modifikovana, sanirana i izložena opterećenjima za koja prvobitno nije bila projektovana. Poseban izazov predstavljala je činjenica da su svi radovi na demontaži, uključujući i uklanjanje glavnog raspona, izvođeni u užem centru Beograda, uz značajna prostorna i organizaciona ograničenja. Zahtevi za očuvanjem postojeće konstrukcije mosta, radi moguće ponovne montaže na drugoj lokaciji, su takođe bili značajni, što je radove na ojačanju, sečenje plamenom i zavarivanje svelo na minimum.

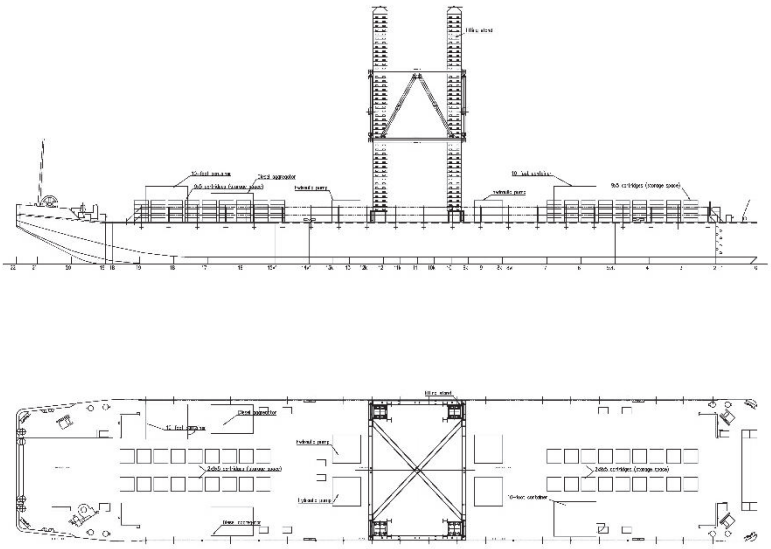
2. IZVOĐAČKI ASPEKT UKLANJANJA GLAVNOG RASPONA STAROG SAVSKOG MOSTA

Uklanjanje glavnog raspona Starog savskog mosta bilo je tehnički i tehnološki veoma složena operacija, koju je uspešno realizovala kompanija Mostogradnja Ing sa svojim podizvođačem, mađarskom kompanijom Hídépítő Zrt..

Nakon uklanjanja bočnih raspona Starog savskog mosta, čelična konstrukcija glavnog raspona demontirana je sa lokacije u više faza, korišćenjem barži sa penjućim presama, prevlačenjem preko lansirnih greda i upotrebom teške skele na radnom platou. Nakon izvršenih radova na demontaži, konstrukcija je u potpunosti uklonjena, transportovana i odložena na spremište Mostogradnje Ing u Batajnici.

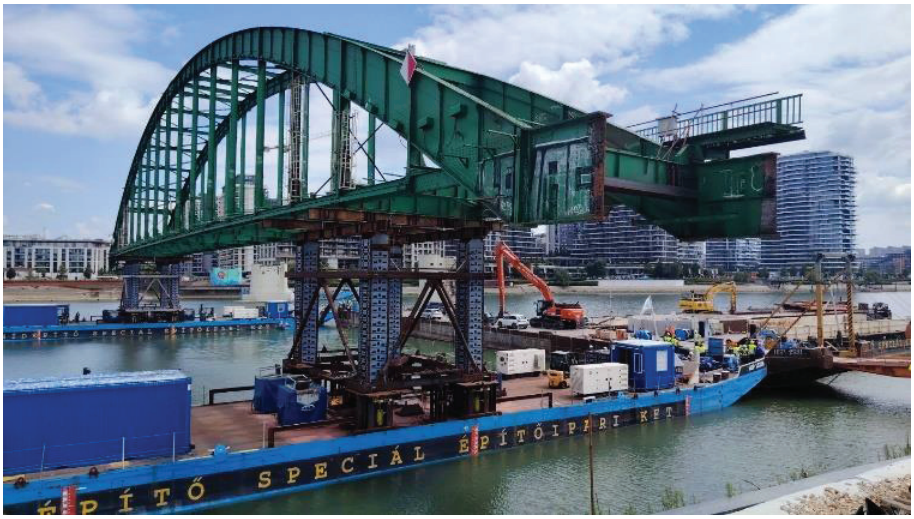
Uklanjanje glavnog raspona obuhvatalo je sledeće aktivnosti:

- podizanje glavnog raspona konstrukcije sa stubova mosta pomoću barži sa penjućim tornjevima, videti sliku 3, i spuštanje u položaj pogodan za rečni transport,
- privremeno pristajanje glavnog raspona u blizini radnog platoa do završetka pripreme lansirnih greda i pomoćne opreme, videti sliku 4 i 5,
- prevlačenje (lansiranje) glavnog raspona na radni plato preko lansirnih greda korišćenjem lansirnih kolica i vitla, uz višestruke promene konfiguracije oslanjanja,
- formiranje teške skele na radnom platou, radi daljeg usitnjavanja konstrukcije i uklanjanja sa prvobitne lokacije, videti slika 7.

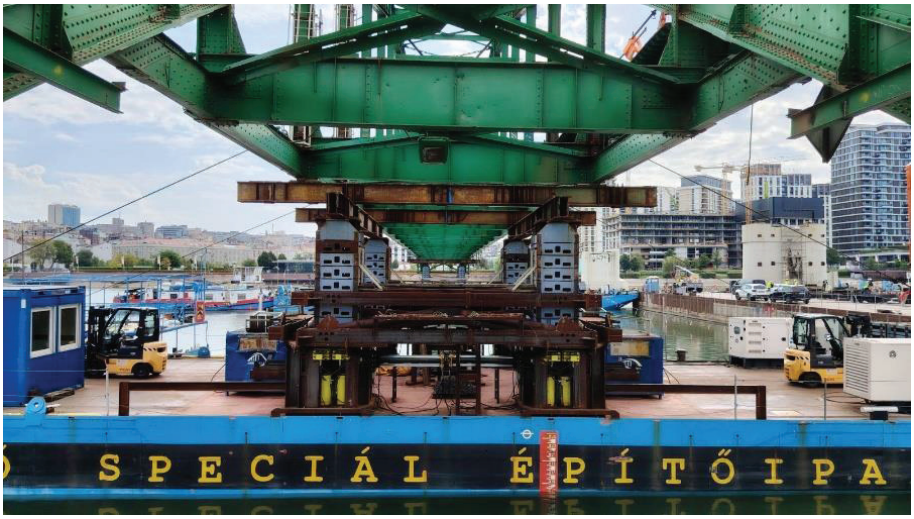


Slika 3: Barže sa penjućim tornjevima koje je obezbedio Hídépítő Zrt

Za podizanje glavnog raspona, plovni put sa intenzivnim saobraćajem je zatvoren više dana radi pozicioniranja i pripremnih operacija dve barže opremljene tornjevima za podizanje. Dve barže su zauzele tačno definisan položaj ispod konstrukcije glavnog raspona koji je prethodno bio ojačan za ovu dispoziciju opterećenja. Prilikom pripreme za dizanje glavnog raspona, obe barže su osigurane pomoću užadi i sidara spuštenih u rečno dno, povezivanjem za stubove mosta i međusobno jedna za drugu, tako da su eventualna pomeranja u poprečnom i uzdužnom pravcu bila ograničena na svega nekoliko centimetara. Sistem za podizanje (penjući tornjevi) je dodatno podizan dok nije ostvaren kontakt sa zategom glavnog raspona. Sila podizanja je zatim pažljivo povećavana na obe barže sve dok se raspon nije odigao sa ležišta na stubovima. Nakon toga, dve barže su postale međusobno povezane preko mostovskog segmenta, formirajući plovilo u obliku katamarana.

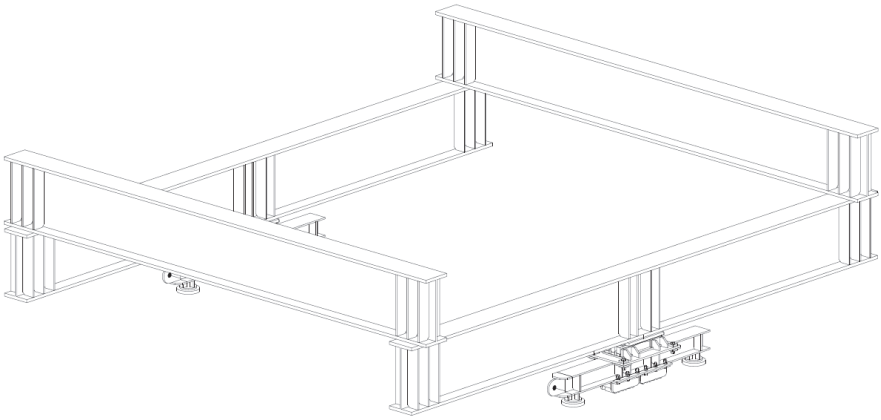


Slika 4: Prihvatanje glavnog raspona sa baržama i penjućim tornjevima



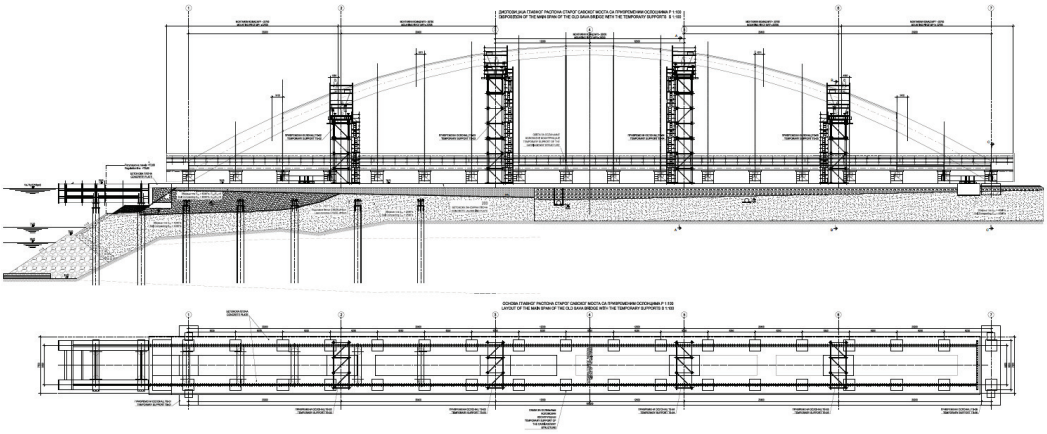
Slika 5: Oslanjanje glavnog raspona na tornjeve preko roštiljne konstrukcije

Na vrhu tornjeva za podizanje izvedena je posebna roštiljna konstrukcija, kako bi se uskladile tačke oslanjanja na konstrukciji mosta (pozicije ojačanih vešaljki) sa položajima tornjeva za podizanje, videti sliku 4. Ove roštiljne konstrukcije su morale biti modifikovane u toku samih faza prevlačenja, u zavisnosti od položaja oslanjanja duž glavnog raspona, što je predstavljalo dodatni zadatak imajući u vidu veoma kratak rok za izvođenje. Celokupna operacija prevlačenja podrazumevala je izražene promene deformisanog oblika konstrukcije usled izmene lokacije privremenih oslonaca, a postojala je i potrebu za nivelisanjem barži u toku procesa prevlačenja radi obezbeđenja ravnomerne raspodele kontaktnih sila na lansirnim gredama.



Slika 6: Lansirna kolica za prevlačenje preko lansirnih greda

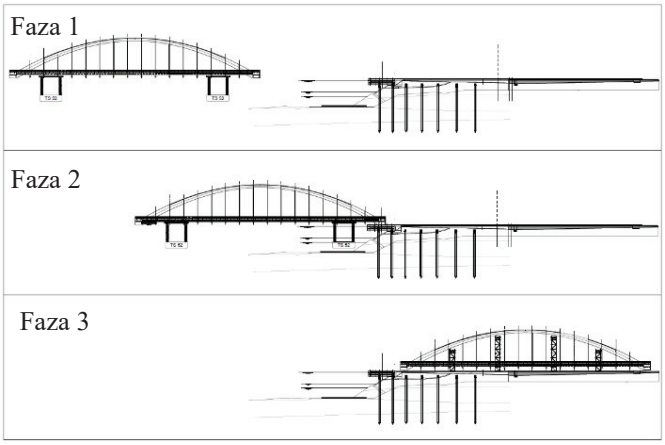
Završne faze demontaže glavnog raspona izvedene su na radnom platou, gde je konstrukcija dalje demontirana na teškoj skeli, rastavljanjem zakovanih veza na mestima montažnih nastavaka. Nakon rastavljanja, pojedinačni delovi konstrukcije uklonjeni upotrebom autodizalica. Demontažu je bilo potrebno obaviti u što većim komadima postojeće čelične konstrukcije, kako bi se olakšalo buduće ponovno montiranje. Takođe je bilo potrebno obezbediti što veće rasterećenje konstrukcije kako bi se prilikom raskivanje veza došlo do minimalnih pomeranja konstrukcije i izbegli nagli lomovi zakivaka. To je uspešno obavljeno operacijama podizanja i spuštanja konstrukcije, denivelacijom oslonaca, čime su lukovi dovedeni u rasterećeno stanje, a reakcije se preko tornjeva prenele na tlo. Ojačanje postojeće konstrukcije za fazu demontaže na skeli je svedeno na minimum, radi neophodnosti ograničenja oštećenja postojeće konstrukcije.



Slika 7: Demontaža glavnog raspona na radnom platou

2.1. FAZE UKLANJANJA GLAVNOG RASPONA

U cilju preglednijeg prikaza tehnologije izvođenja, operacija uklanjanja glavnog raspona sistematizovana je u tri osnovne faze sa pripadajućim podfazama. Ovaj proces obuhvata: odvajanje raspona od stubova i njegovo oslanjanje na barže, manipulaciju konstrukcijom na reci, uzdužno prevlačenje mosta preko lansirnih greda do radnog platoa, kao i završnu fazu demontaže na teškoj skeli. Tri osnovne faze uklanjanja glavnog raspona prikazane su na slici 8. Tokom ovih faza, glavni raspon prolazio je kroz više promena statičkog sistema.

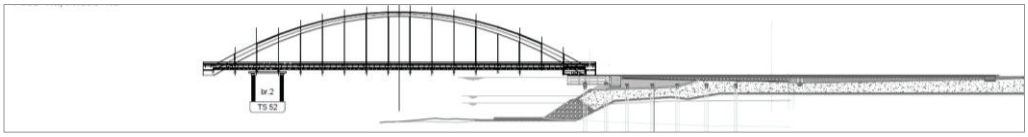


Slika 8: Tri faze uklanjanja glavnog raspona

Faza 1 – odnosi se na prihvatanje glavnog raspona pomoću barži i penjućih tornjeva radi njegovog podizanja i uklanjanja sa stubova, kao i manipulacije konstrukcijom na reci.

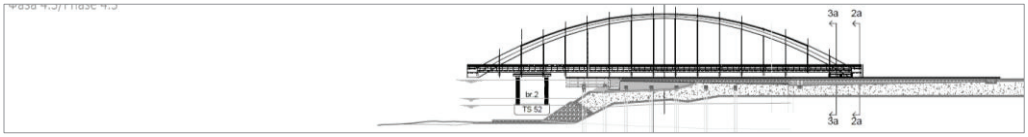
Faza 2 – odnosi se na podužno prevlačenje glavnog raspona preko lansirnih greda postavljenih na rečnoj obali. Ova faza obuhvata više podfaza, videti slike 9 do 13, u skladu sa tehnologijom prevlačenja-lansiranja. Tehnologija je podrazumevala upotrebu lansirnih kolica na lansirnim gredama, videti sliku 6, kao i promene lokacije oslonaca na baržama.

Faza 2.1- Tokom ove faze vrši se pozicioniranje glavnog raspona u blizini lansirne grede. Na lansirnu gredu se postavljaju lansirana kolica koja će prihvatiti glavni raspon i uklanja se barža broj 1.



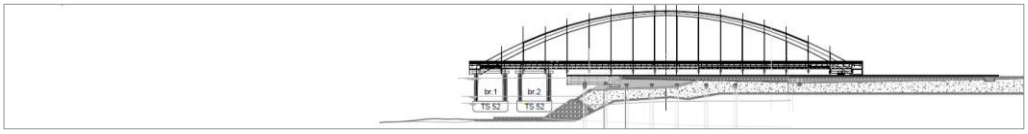
Slika 9: Faza 2.1

Faza 2.2- U okviru ove faze vrši se prvo lansiranje glavnog raspona preko lansirnih greda korišćenjem sistema za prevlačenje, sve do trenutka kada se konstrukcija približi obali u meri koja omogućava nastavak operacije prema predviđenoj tehnologiji izvođenja.



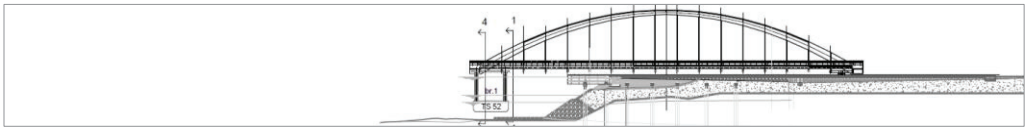
Slika 10: Faza 2.2

Faza2.3-Tokom ove faze dolazi do postavljanja barže 1 iza barže 2 (došlo je do promene njihove pozicije u vodi) kako bi se nastavilo lansiranje glavnog raspona preko lansirne grede.



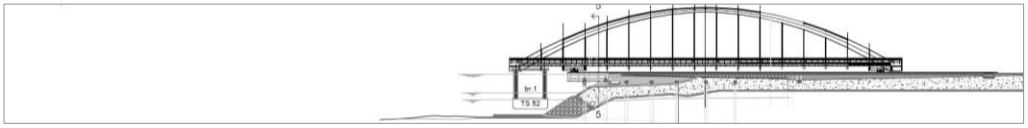
Slika 11: Faza 2.3

Faza 2.4-U okviru ove faze vrši se drugo lansiranje glavnog raspona, tako da se uklanja barža broj 2, da bi moglo lansiranje da se nastavi. U ovoj fazi glavni nosač je oslonjen na dva oslonačka poprečna nosača, što odgovara sistemu proste grede.



Slika 12: Faza 2.4

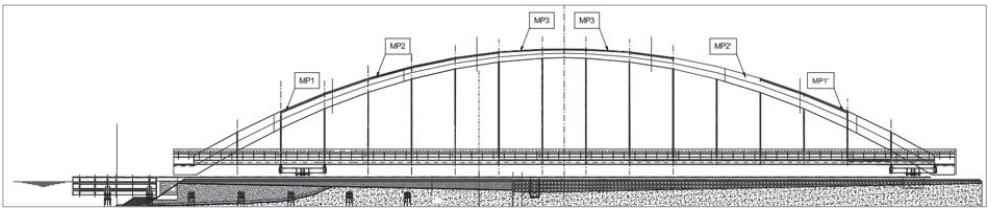
Faza 2.5-Na lansirnu gredu se postavljaju lansirna kolica, koja će prihvatiti glavni raspon i omogućiti treće lansiranje glavnog raspona preko lansirne grede i konačno pozicioniranje na radnom platou.



Slika 13: Faza 2.5

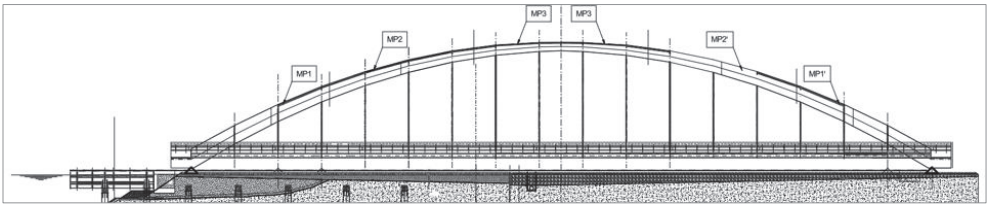
Faza 3- Podrazumeva takođe niz podfaza koje se odnose na pozicioniranje glavnog raspona na radnom platou, montiranje teške skele i dalju demontažu konstrukcije. Lansirna kolica nakon završetka lansiranja glavnog raspona se fiksiraju i nakon toga slede operacije u cilju usitnjavanja konstrukcije, videti slike 14 do 22.

Faza 3.1-Fiksiranje glavnog raspona na lansirnoj gredi



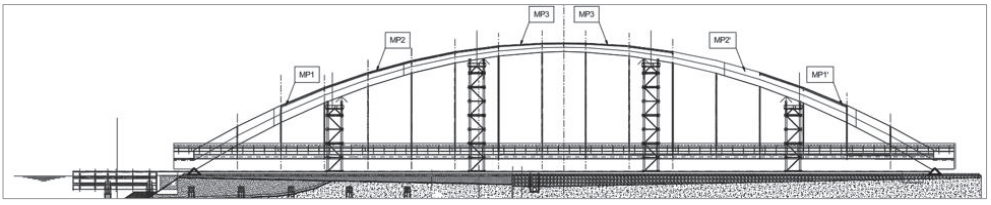
Slika 14: Faza 3.1

Faza 3.2-Odizanje glavnog raspona na mestu lansirnih kolica radi postavljanja ležišta



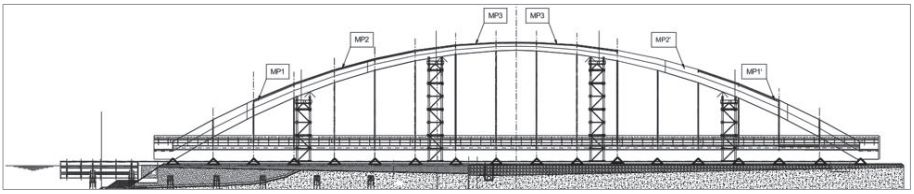
Slika 15: Faza 3.2

Faza 3.3-Montaža tornjeva za prihvatanje lukova mosta, podizanje konstrukcije i aktiviranje tornjeva



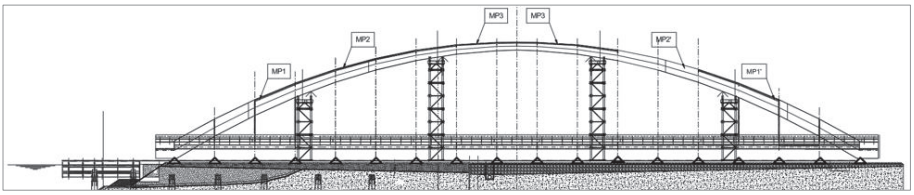
Slika 16: Faza 3.3

Faza 3.4-Montaža privremenih oslonaca ispod zatege



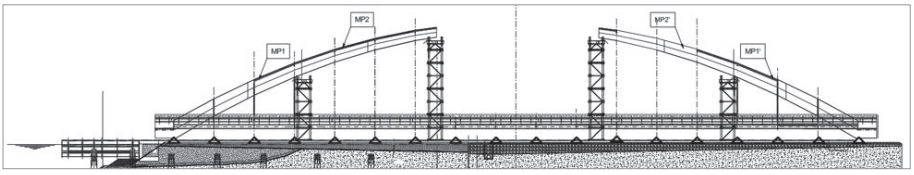
Slika 17: Faza 3.4

Faza 3.5-Demontaža vešaljki, osim ojačanih vešaljki



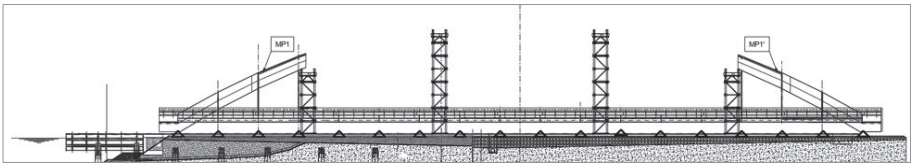
Slika 18: Faza 3.5

Faza 3.6-Demontaža montažnog komada MR-3. U ovoj fazi dolazi do aktiviranja tornjeva.



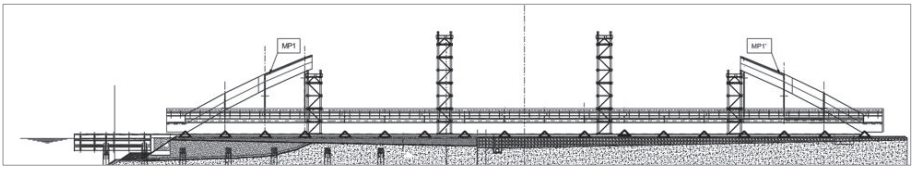
Slika 19: Faza 3.6

Faza 3.7-Demontaža montažnih komada MR-2 i MR-2'



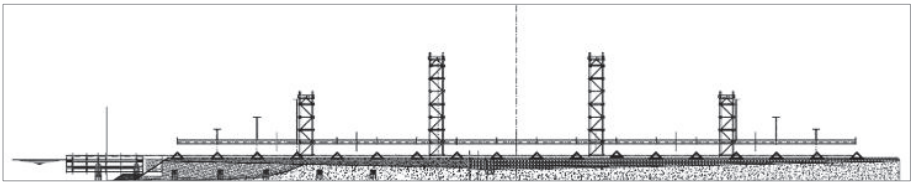
Slika 20: Faza 3.7

Faza 3.8-Odsecanje ojačanih vešaljki u gornjoj zoni i odvajanje ostatka luka (MR-1)



Slika 21: Faza 3.8

Faza 3.9-Demontaža kolovozne konstrukcije



Slika 22: Faza 3.9

3. PROJEKTANTSKI ASPEKTI UKLANJANJA GLAVNOG RASPONA STAROG SAVSKOG MOSTA

Izazovi proračuna čelične konstrukcije glavnog raspona u fazama demontaže se ogledaju u:

- osnovnom čeličnom materijalu postojeće konstrukcije koji ispitivanjem pokazuje značajnu nosivost, ali takođe i redukovanu žilavost,
- konceptu ojačanja koje je moralo biti efikasno i primenjeno u odgovarajućem momentu, imajući u vidu rasterećenje konstrukcije,
- primeni detalja kojom će se napraviti minimalna šteta na postojećoj konstrukciji,
- fleksibilnosti statičkog sistema, koji za asimetrične dispozicije opterećenja daje velike doprinose naprezanja i deformacija,
- strukturi naprezanja koje potiče od različitih statičkih sistema,
- nepredvidivim klimatskim uslovima u periodu kada su vršene značajne operacije demontaže.

Nakon razdvajanja od ostatka konstrukcije, glavni raspon je postao znatno fleksibilniji i osetljiviji na promene položaja opterećenja, zbog čega je bilo neophodno predvideti i sprovesti odgovarajuće mere ojačanja kako bi se obezbedila njegova stabilnost i bezbedan prolazak kroz sve faze demontaže i transporta [1] [2].Glavni raspon mosta, izdvojen iz kontinualnog sistema, kroz faze lansiranja prolazi različite oblike deformacije koji imaju značajan uticaj na vertikalno poravnanje oslonačkih konstrukcija, tj. penjućih tornjeva na baržama i lansirnih kolica. Sračunata su pomeranja tačaka oslanjanja u odnosu na trenutni položaj mosta, kako bi se ova deformabilnost mogla proveriti i koristiti kao faktor u oceni regularnog ponašanja konstrukcije prilikom transporta rekom i lansiranja.

3.1. OJAČANJE POSTOJEĆE KONSTRUKCIJE

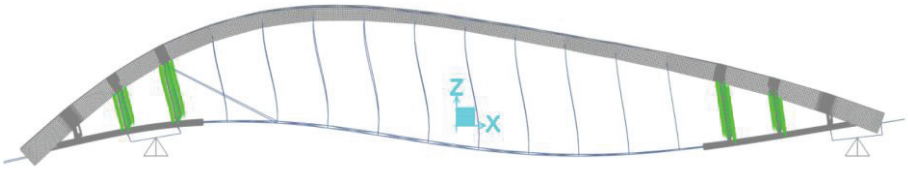
Promene u statičkom sistemu i uslovima oslanjanja konstrukcije glavnog raspona, koje su nepovoljne, kao i položaji mesta oslanjanja i tačaka podizanja konstrukcije, zahtevali su dodatno ojačanje čelične konstrukcije i ugradnju pomoćnih elemenata, videti [1] i [2], kao što su:

- ojačanje vešaljki radi oslanjanja konstrukcije na barže, čime se povećava njihova nosivost na pritisak,
- ojačanje zone isecanja glavnih nosača, koje obuhvata ugradnju dodatnih poprečnih ukrućenja i poprečnih nosača,
- ojačanje poprečnih nosača glavnog raspona radi privremenog oslanjanja konstrukcije tokom faza uzdužnog prevlačenja (lansiranja),
- kose zatege za ukrućenje glavnog raspona pri asimetričnim uslovima oslanjanja tokom prevlačenja na radni plato,
- dodatni spregovi radi poboljšanja bočne stabilnosti donje flanše lukova.

Kose zatege su uvedene kao elementi koji, bez obzira na svoju veličinu, daju veoma pozitivne efekte na ponašanje glavnog raspona u toku celog procesa lansiranja. Ovi elementi su posebno efikasni za ukrućenje konstrukcije za asimetrične položaje oslanjanja, gde se postiže značajna redukcija napona, videti sliku 23.

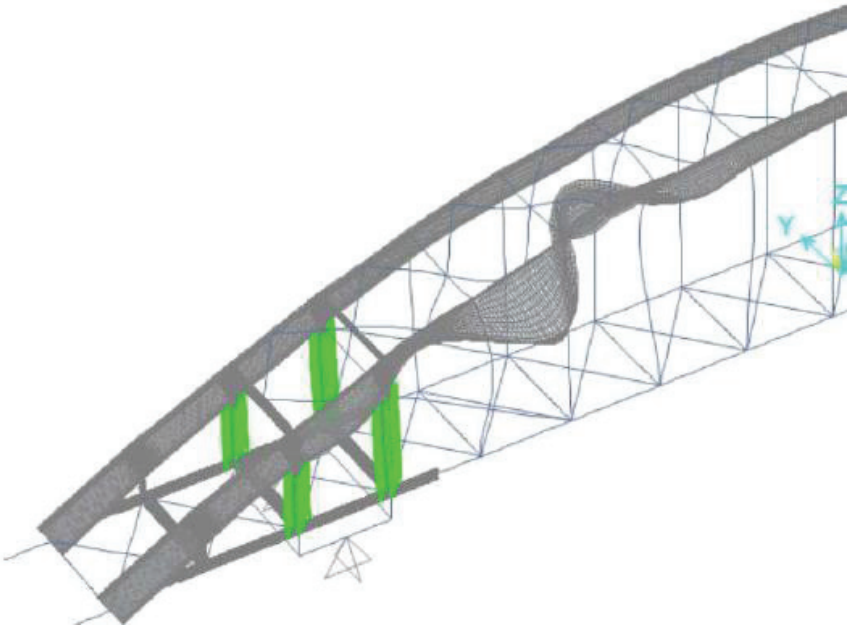
3.2. KONTROLE NOSIVOSTI POSTOJEĆE KONSTRUKCIJE

Glavni raspon mosta prolazi različite faze oslanjanja u procesu demontaže, a kako bi se ispratio ceo proces, tj. promene statičkog sistema i opterećenja na postojećoj čeličnoj konstrukciji mosta, izrađeni su računski modeli od linijskih i površinskih konačnih elemenata, koji su u skladu sa aktuelnim statičkim sistemom i opterećenjem konstrukcije mosta u svakoj karakterističnoj fazi demontaže. Faza 2.2 lansiranja predstavlja projektantski najzahtevniju fazu, videti sliku 23, zbog asimetričnog oslanjanja, za koju je bilo neophodno obezbediti dodatno ojačanje konstrukcije.



Slika 23: Deformacijski oblik konstrukcije glavnog raspona tokom lansiranja za Fazu 2.2

Takođe su sprovedene provere stabilnosti primenom metoda opisanih [3] i [4], pri čemu su razmatrani karakteristični oblici nestabilnosti, poput onog prikazanog na slici 24 .



Slika 24: Kritični oblik nestabilnosti postojeće konstrukcije

REFERENCE

[1] Jaćović S, Xin L, Kukaras D, Kajević E, Mandić M, Ristić V, Vujičić J, Janković P. Stari savski most–projekat rušenja–Superstruktura mosta, Društvo građevinskih konstruktera – Internacionalni simpozijum, Vrnjačka Banja, Srbija, 2024.

[2] Jaćović S, Xin L, Kukaras D, Kajević E, Zalán Ákos E. ,Vujičić J, Mandić M, Ristić V. Old Sava Bridge in Belgrade-Removal of the Bridge Superstructure-Design and execution, 11th European Conference on Steel and Composite Structures – EUROSTEEL 2026, 2026.

[3] Braun B, Chacón R, Degée H, Duchêne Y, Dunai L, Kövesdi B, Kuhlmann U, Lener G, Pourostad V, Sinur F, Timmers R. Design of Steel Plated Structures with Finite Elements, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn GmbH, Berlin, Germany, 2023.

[4] Beg D, Kuhlmann U, Davaine L, Braun B. Design of Plated Structures, ECCS Eurocode Design manuals, ECCS Press/Ernst & Sohn, 2010.

S-18
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026071J

Slobodan Jaćović[1], Li Xin[2], Danijel Kukaras[3], Elvir Kajević[4], Zlatko Marković[5], Jiang Wei[6], Jovana Vujičić[7], Mirjana Mandić[7], Vule Ristić[7], Mihajlo Milenković[7]

NEW SAVA BRIGDE IN BELGRADE-CONSTRUCTION OF BRIDGE STEEL SUPERSTRUCTURE-DESIGN AND EXECUTION ASPECTS

Summary: New Sava Bridge Project started in 2020 as a Design-Build contract between the Republic of Serbia and the Chinese state-owned company PowerChina International, for the building of the new, modern bridge with the higher capacity at the same location of the Old Sava Bridge. Final design phases of the bridge are finished by the Joint Venture consisting of: Millennium Team, Mostogradnja Ing, Faculty of Technical Sciences from Novi Sad and IO Design Enterprise. Technical control and consulting in the Execution design is done by the Faculty of Civil Engineering in Belgrade. The execution of the steel superstructure, including steel fabrication, transport and assembly, is entrusted to the Chinese state-owned company CSCEC. This paper focuses on the execution phase of the Project, providing insight into the employed construction methods for both the main span and the secondary spans of the bridge and related design activities.

Keywords: New Sava bridge, steel bridges, composite bridges, bridge construction

NOVI SAVSKI MOST-IZVOĐENJE ČELIČNE SUPERSTRUKTURE MOSTA-PROJEKTANTSKI I IZVOĐAČKI ASPEKTI

Rezime: Projekat Novog savskog mosta započet je 2020. godine kao Design-Build ugovor između Republike Srbije i kineske kompanije PowerChina International, za izgradnju novog, modernog mosta većeg kapaciteta na istom mestu gde je bio Stari savski most. Završne faze projekta mosta su urađene od strane konzorcijuma sastavljenog od kompanija: Millennium team, Mostogradnja Ing, Fakultet Tehničkih Nauka iz Novog Sada i IO Design Enterprise. Tehnička kontrola i konsalting u Projektu za Izvođenje je urađen od strane Građevinskog fakulteta u Beogradu. Izvođenje čelične konstrukcije mosta je povereno kineskoj kompaniji CSCEC. Ovaj rad se fokusira na fazu izvođenja radova, dajući pregled primenjenih metoda izgradnje kako glavnog, tako i bočnih raspona mosta i povezanih projektantskih aktivnosti.

Ključne reči: Novi savski most, čelični mostovi, spregnuti mostovi, izgradnja mostova

[1] IO Design Enterprise doo. Belgrade, Serbia, slobodanjacovic@io-des.com
[2] POWERCHINA-Intl, New Sava Bridge Project, Belgrade, Serbia
[3] Faculty of Technical Sciences, Novi Sad, Serbia
[4] Mostogradnja Ing doo. Belgrade, Serbia
[5] Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia
[6] CSCEC Steel doo. Belgrade, Serbia
[7] IO Design Enterprise doo. Belgrade, Serbia

1. UVOD

Nakon završenog i usvojenog Projekta Za Izvođenje novog mosta [1] [2], početkom 2025. godine, Projekat je ušao u fazu izvođenja, praćenu obimnim izvođačkim aktivnostima formiranja radnog platoa, uklanjanja Starog savskog mosta i izgradnje prilaznih konstrukcija. Radni plato je formiran na levoj obali Save, između Brankovog mosta i Starog savskog mosta. Budući izgled Novog savskog mosta sa okolinom je prikazan na slici 1.

Slika 1: Prikaz izgrađenog mosta

Vezano za izgradnju Superstrukture novog mosta, kineska kompanija cSCEc, kao podizvođač glavnog Izvođača PowerChina International, ima najznačajniju ulogu-izvođenje čelične konstrukcije mosta koja obuhvata: dalju razradu grafičke dokumentacije-izradu radioničke dokumentacije, izradu čelične konstrukcije, transport i montažu na radnom platou. Kompleksnost zadatka izrade i montaže čelične konstrukcije, definisanom Projektom za izvođenje, se ogleda u sledećim faktorima:

- trodimenzionalna, estetski oblikovana konstrukcija,
- zakrivljenost elemenata u obliku krivih višeg reda,
- debljine limova do 70mm,
- trodimenzionalno projektno nadvišenje,
- asimetrija geometrije,
- metodologija montaže, koja je takođe asimetrična.

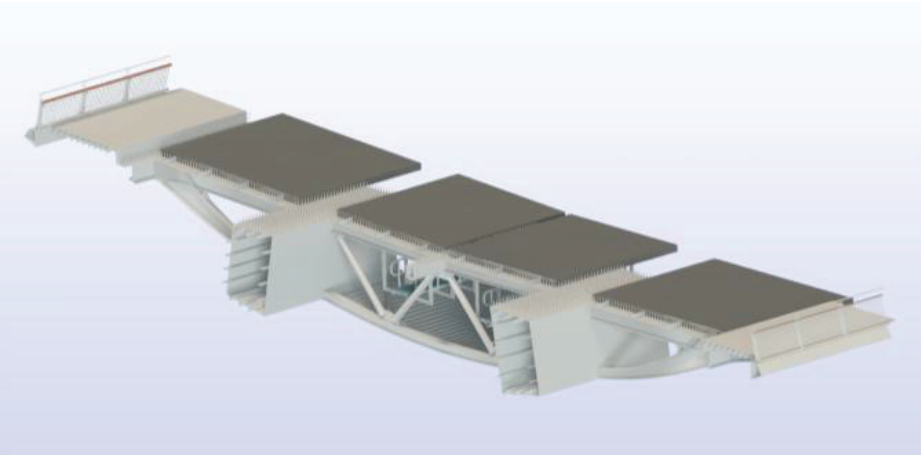
Svi ovi faktori zahtevali su značajno angažovanje Izvođača u pripremi procesa izvođenja, a takođe i angažovanje Projektanta na sledećim aktivnostima:

- kontrola i prihvatanje radioničke dokumentacije,
- numeričke analize geometrije Superstrukture nakon razrade radioničke dokumentacije,
- unapređenje projekta u delovima gde je to bilo moguće,
- numeričke analize pojedinih metodologija izvođenja radova (*method statements*).

1.1. SUPERSTRUKTURA MOSTA

Superstruktura mosta predstavlja najveći i najkompleksniju celinu celog Projekta, sa presudnim uticajem na projektovanje i izvođenje radova. Kontinualnog je statičkog sistema celom dužinom mosta, sa glavnim rasponom projektovanog kao tandem lukova sa zategom različite visine, videti sliku 2. Kolovozna ploča mosta je usvojena kao armirano betonska, debljine 250mm, na delu za drumski i tramvajski saobraćaj, dok je na delu za pešački saobraćaj predviđena čelična ortoploča, videti sliku 3. Utopljeni tramvajski kolosek je predviđen u sistemu ''plivajuće'' ploče, koja se izvodi iznad kolovozne, sa postavljanjem antivibracione prostirke između dve ploče.

Slika 2: Asimetrična konfiguracija lukova



Slika 3: Karakteristični segment kolovozne konstrukcije

Glavne nosači/Zatege su kontinualni nosači, kutijastog preseka, pridržani vešaljkama u glavnom rasponu na razmaku od 9m, dok su ostalim rasponima oslonjeni na stubovima mosta. Lukovi su pravougaonog kutijastog preseka h/b=3/2m, videti sliku 2, premošćavaju 166m u asimetričnoj konfiguraciji, spojeni u trećinama raspona sa unikatnim trodimenzionalnim elementima u cilju povećanja krutosti sistema.

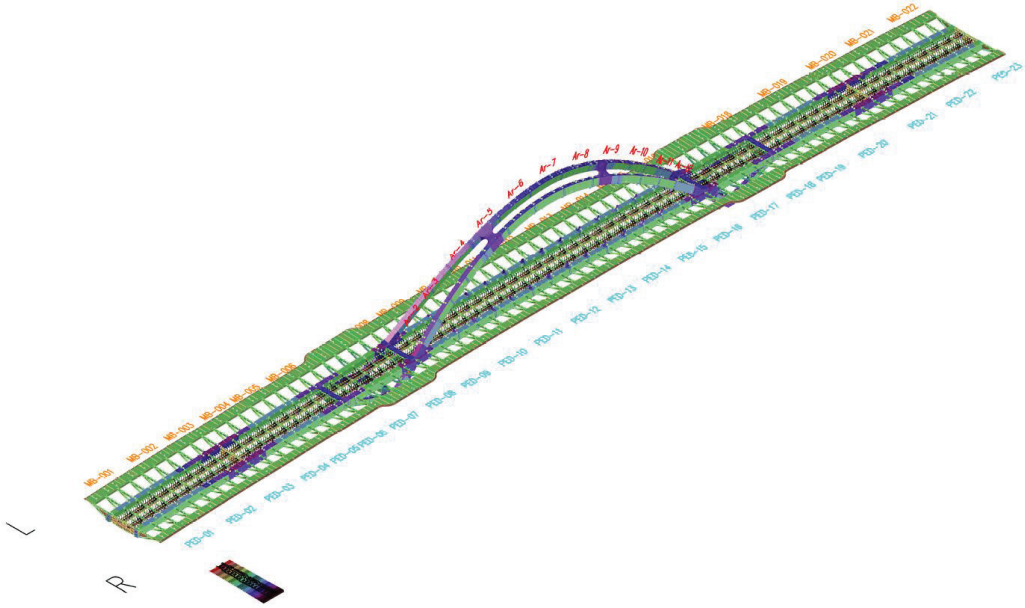
Most će imati 24 vešaljke, 12 po luku, pozicionirane u ravnima lukova, u konvergentnom rasporedu. Vešaljke su projektovane kao paralelni sistem užadi (PSS) sa ankerovanjem sistemom na čep. Ukupna potrošnja konstrukcijskog čelika za konstrukciju mosta:

- 6536 tona, 402kg/m^2 za ceo most.
- 3538 tona, 554kg/m^2 za glavni raspon.

Klasa čeličnog materijala:

- S355J2+N - za limove debljine t<40mm.
- S355K2+N - za limove debljine t≥40mm.

Projekat za izvođenje je geometriju konstrukcije tretirao u konačnom stanju, dok je za izvođenje bilo neophodno razvijanje nadvišene konfiguracije, što je i urađeno od strane kompanije cSCEc, videti sliku 4.



Slika 4: Integralni trodimenzionalni model nadvišene konstrukcije

Ovako razvijena geometrija konstrukcije na adekvatan način prilagođava geometrija Projekta za izvođenje uzimajući u obzir:

- aproksimaciju trodimenzionalne forme nadvišenja,
- izabranu metodologiju montaže mosta,
- montažne komade i pojedinačne elemente konstrukcije koji odgovaraju tehnologiji izvođača.

Kako su aproksimacije geometrije imale za rezultat određena odstupanja od projektovanog položaja, naknadne analize su sprovedene uzimajući u obzir povećanje projektne imperfekcije.

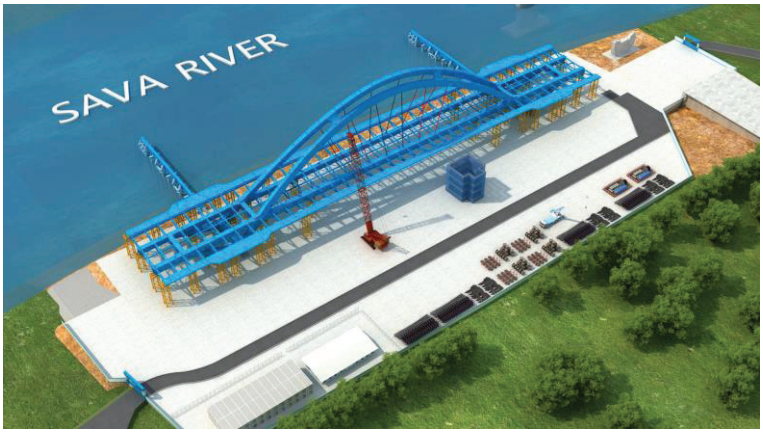
2. ASPEKTI IZVOĐENJA SUPERSTRUKTURE

Pored prethodno navedene grafičke razrade čelične konstrukcije, Izvođač PowerChina i cSCEc su imali značajne aktivnosti vezane za:

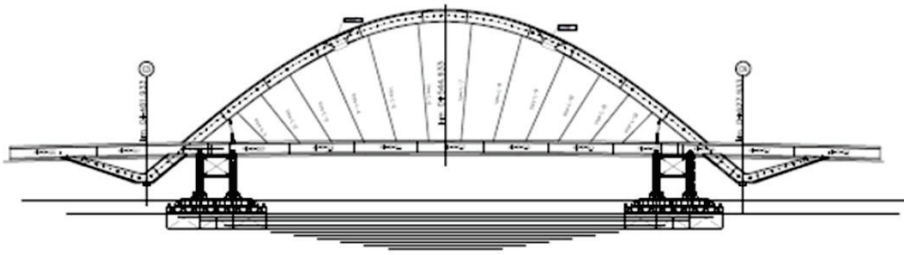
- detaljnu razradu metodologije izvođenja radova na gradilišnom platou, videti slike 5. i 6.,
- izradu krojnih lista elemenata, sa metodologijom ukrupnjavanja,
- formiranje montažnih komada u skladu sa metodologijom montaže,
- izrada metodologije geodetskog obeležavanja montažnih komada,
- probna montaža elemenata Superstrukture u radionici, videti slike 10. i 11.,
- transport i pretovar montažnih komada Superstrukture,
- izrada skele na radnom platou,
- priprema metodologije izvođenja betonske kolovozne ploče,
- priprema metodologije lansiranja glavnog raspona, videti sliku 7,
- usaglašavanje detalja opreme mosta (ležišta, dilatacija, uređaja za prijem udara, sistema utopljenog koloseka, vešaljki itd.).

Slika 5: Izvođenje glavnog raspona-faza ukrupnjavanja lukova

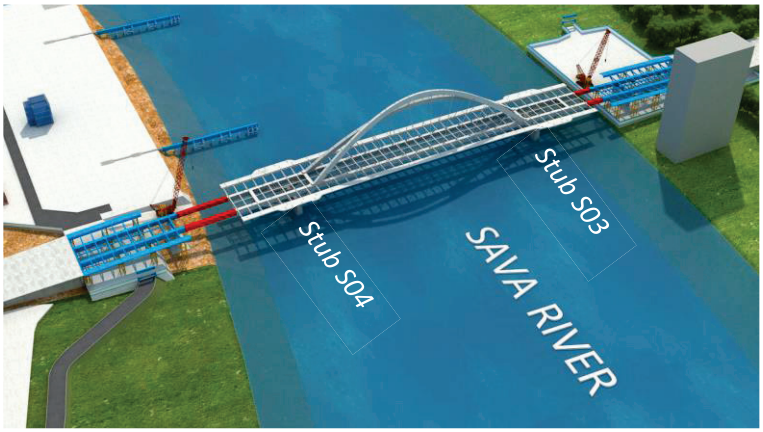
Metodologija montaže predviđa ukrupnjavanje glavnog raspona na radnom platou u celinu dužine 241m, širine 38m (43m na proširenjima), ukupne težine 5000t sa dodatnim teretom. Nakon završenog procesa utezanja vešaljki, planirano je lansiranje glavnog raspona preko lansirnih greda na dva sistema barži sa oslonačkom konstrukcijom, a potom i transport rekom sa postavljanjem na rečne stubove S03 i S04, videti sliku 8.



Slika 6: Izvođenje glavnog raspona-faza utezanja vešaljki



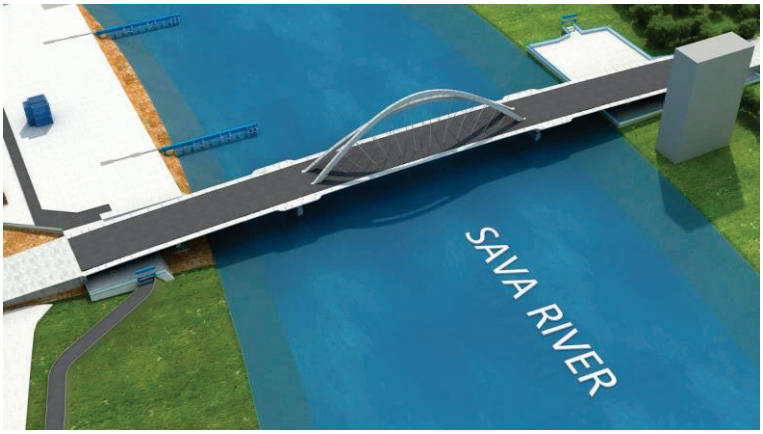
Slika 7: Faza rečnog transporta glavnog raspona



Slika 8: Faza povezivanja glavnog i bočnih raspona

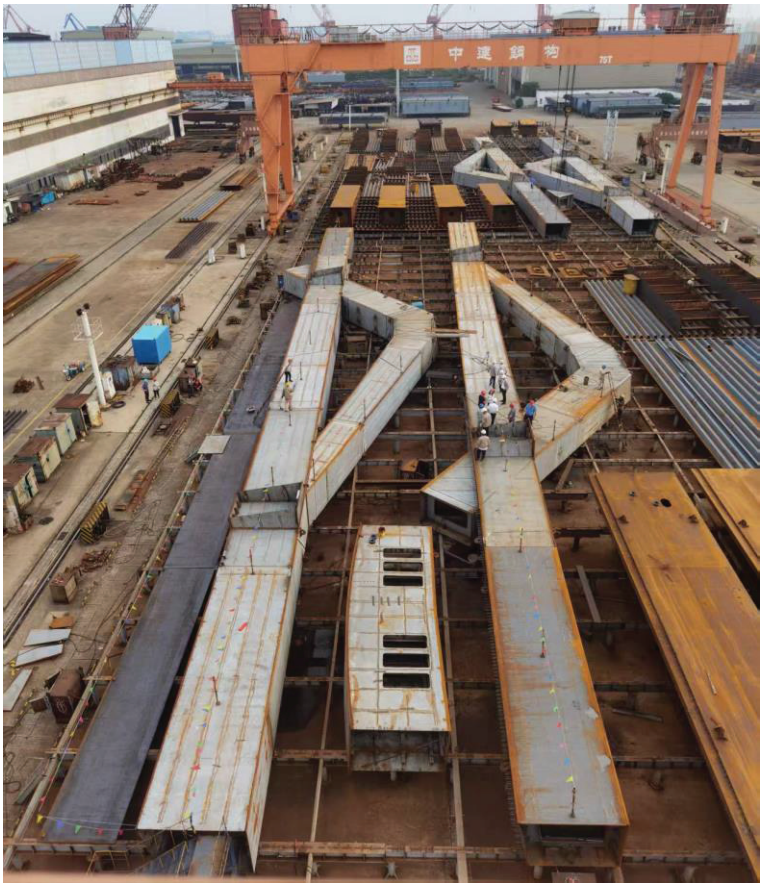
Nakon postavljanja glavnog raspona na rečne stubove i ukrupnjavanja bočnih raspona preko skele, izvode se spojni komadi dužina 12m na beogradskoj i 30m na novobeogradskoj strani, videti sliku 8. Nakon spajanja cele Superstrukture, pristupa se izradi armiranobetonske kolovozne ploče u dve opšte faze:

- izvođenje kolovozne ploče bez sprezanja sa čeličnom konstrukcijom, gde će najveći deo težine betonske konstrukcije biti primljen čeličnom konstrukcijom mosta, a primarni uticaji skupljanja i tečenja ostvareni van spregnutog sistema,
- izvođenje spojeva kolovozne ploče u zonama čeličnih nosača i moždaničkih veza, gde će konačno cela Superstruktura ''proraditi'' kao spregnuti sistem.



Slika 9: Faze izvođenja kolovozne konstrukcije mosta

Slika 10: Probna montaža luka u radionici



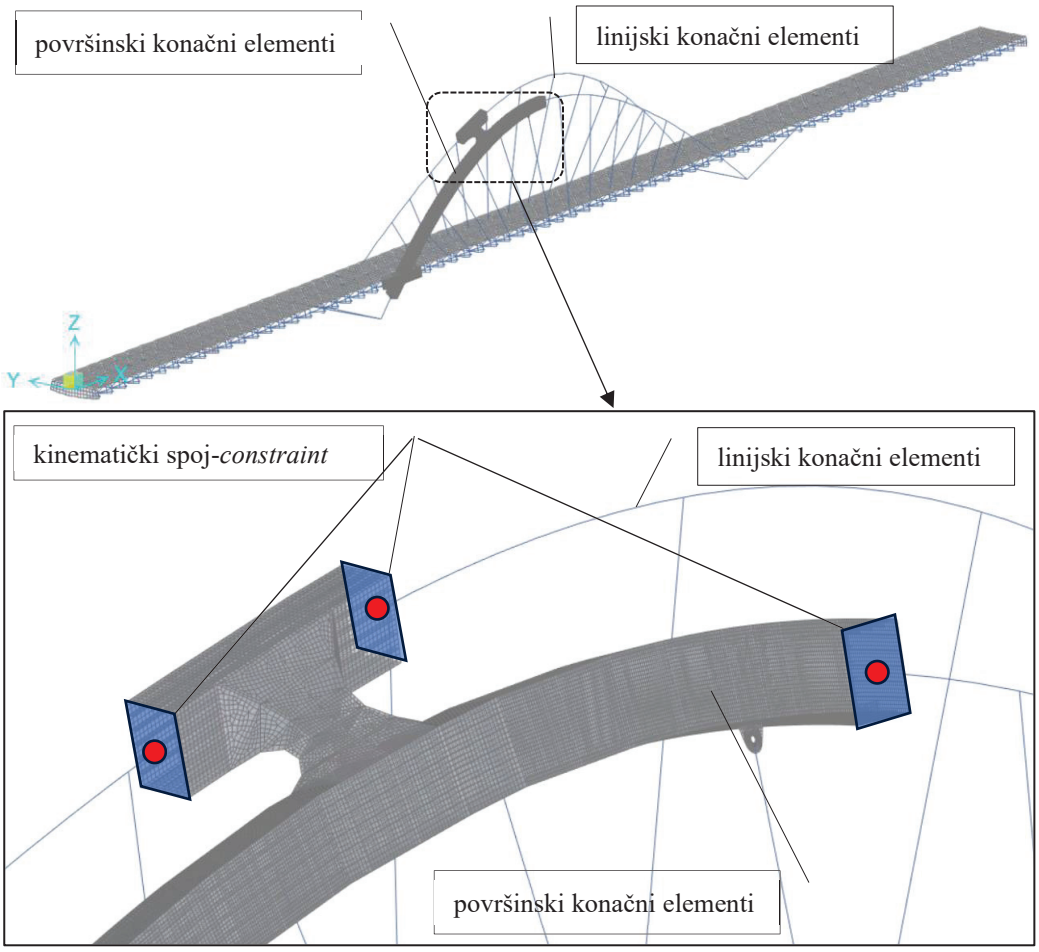
Slika 11: Probna montaža ukrštaja glavnih konstruktivnih elemenata

3. PROJEKTANTSKI ASPEKTI IZGRADNJE SUPERSTRUKTURE

Kroz sve prethodne faze projekta, a takođe i u fazi izvođenja radova, najveći projektantski izazovi se ogledaju u:

- kompleksnoj metodologiji izvođenja radova, koja je zahteva nelinearni fazni proračun uticaja od stalnih dejstava,
- kompleksnoj geometriji konstrukcije, koja je posledica širokog saobraćajnog profila i estetskog oblikovanja,
- odgovarajućoj primeni Evrokod standarda za proračun, gde se za ovakvu konstrukciju, usvajajući racionalna rešenja za ukrućenje površinskih elemenata, dobija obimna baza merodavnih uticaja i sprovode odgovarajuće kontrole nosivosti uz obimnu asistenciju metode konačnih elemenata, videti [3], [4], [5], [6] i [7].

Faza izvođenja je iskorišćena za dalje razvijanje računskih modela Superstrukture mosta, radi sticanja preciznijeg uvida u naponsko i deformacijsko ponašanje konstrukcije, videti sliku 12. Ovakvi unapređeni modeli su upotrebljeni izradi novih računskih izveštaja radi dokazivanja pojedinih metodologija izvođenja i unapređenja projekta, kao što je prethodno navedeno, a u nastavku detaljnije pojašnjeno.

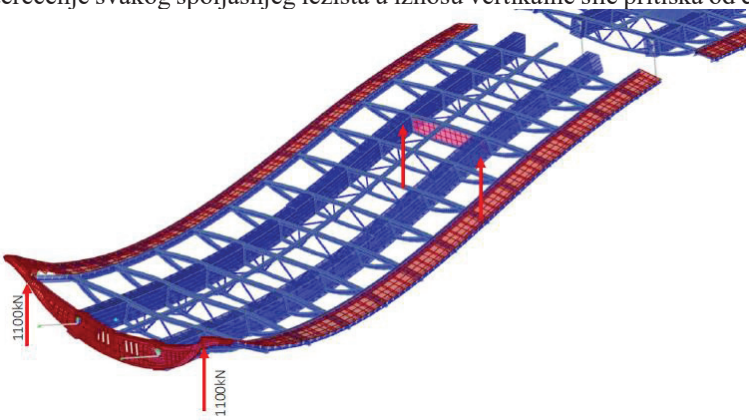


Slika 12: Dalja razrada računskih modela za potrebe izvođenja

3.1. ELIMINISANJE SILA ODIZANJA U LEŽIŠTIMA

Predmet angažovanja je izmena metodologije izvođenja radova radi eliminisanja negativnih reakcija na mestima ležišta u zonama obalnih stubova S01 i S06. Takođe, ovom metodologijom se dalje razrađuju detalji ležišta i dilatacija, na bazi PZI projekta i preliminarnih crteža proizvođača mostovske opreme.

Imajući u vidu nepovoljnost postojanja ležišta sa negativnim reakcijama, vezanih za eksploataciju i održavanje, Izvođač i Projektant je razradio nekoliko varijanti za eliminaciju negativnih reakcija, od kojih je usvojena izmena metodologije izvođenja radova, koja podrazumeva specijalno oslanjanje bočnih raspona prilikom ukrupnjavanja čelične konstrukcije na levoj i desnoj obali reke Save. Čelična konstrukcija će se u inicijalnoj fazi osloniti samo na spoljašnja ležišta, videti sliku 13., a tek naknadno u zoni Glavnih nosača, čime će se dobiti prethodno opterećenje svakog spoljašnjeg ležišta u iznosu vertikalne sile pritiska od cca. 1000kN.



Slika 13: Izmena metodologije izvođenja promenom privremenog oslanjanja

3.2. KONTROLE POVEĆANIH PRORAČUNSKIH IMPERFEKCIJA

Predmet ovih kontrola su neophodni proračuni za odobrenje radioničkih crteža od strane Projektanta, nakon usvajanja PZI projekta. Kao posledica dalje razrade nadvišene geometrije, zabeležena su odstupanja koja su morala biti proverena u formi povećanih računskih imperfekcija, a ista odstupanja je potrebno pratiti u daljim fazama izvođenja radova. Pojednostavljenje nadvišene konfiguracije dovelo je do odstupanja koje utiče na bočnu stabilnost tandema lukova koja je kontrolisana u PZI projekta. Da bi se potvrdila stabilnost konstrukcije za novu vrednost imperfekcije, ceo proces proračuna je ponovljen na novom računskom modelu.

Numeričke provere uključuju:

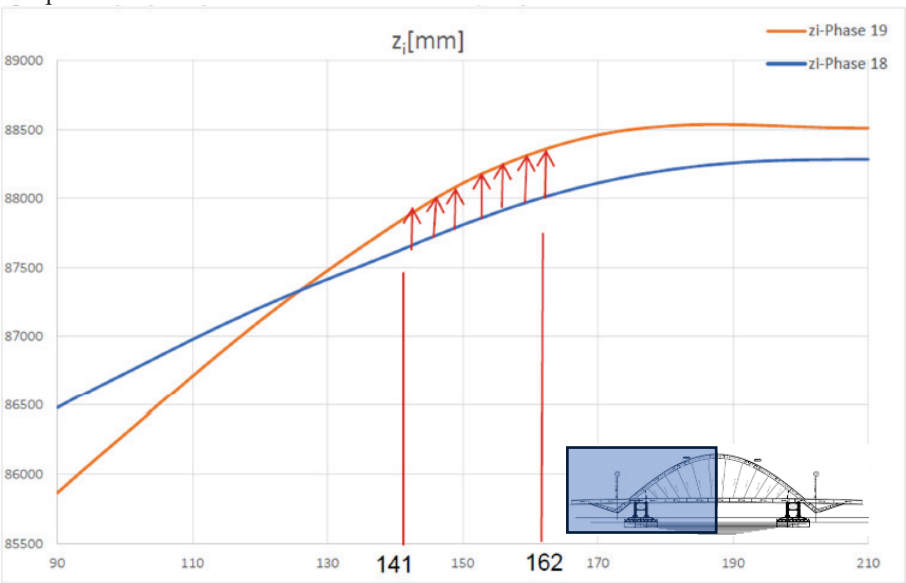
- proračun na sofisticiranijem modelu u odnosu na onaj u PZI, videti sliku 12.,
- uticaj nadvišenja na stabilnost tandema lukova,
- uticaj povećanih imperfekcija usled odstupanja glavnih konstruktivnih elemenata,
- LBA (linearna bifurkaciona analiza) za dobijanje kritičnih sila i formi za izvijanje,
- GNIA (geometrijski nelinearna analiza sa imperfekcijama) sa povećanom imperfekcijama koje imaju oblik formi dobijenih u LBA analizi.

3.3. LANSIRANJE GLAVNOG RASPONA

Izrađen je preliminarni izveštaj proračuna glavnog raspona Superstrukture u toku procesa lansiranja preko lansirnih greda i rečnog transporta sa baržama do konačne pozicije na stubovima S03 i S04. Proračun pretpostavlja ukupnu težinu glavnog raspona od 5000 tona za transport.

Tokom procesa montaže, glavni raspon prolazi kroz više projektnih situacija koje uključuju višestruke promene statičkog sistema, dispozicija opterećenja itd., što rezultira složenim

naprezanjem i izraženom deformacijom, videti sliku 14 (Faza 18-glavni raspon na lansirnim gredama; Faza 19-glavni raspon na baržama; prikazano do polovine raspona). Preliminarni izveštaj je razvijen u cilju proračuna glavnog raspona kroz faze montaže, optimizacije metodologije i dodatnog ukrućenja unutar Superstrukture kako bi se postigla adekvatna nosivost i krutost za proces montaže.



Slika 14: Deformacija superstrukture usled prelaska sa lansirnih greda na sistem barži

REFERENCES

[1] Jaćović S, Xin L, Kukaras D, Kajević E, Mandić M, Ristić V, Vujičić J, Janković P. New bridge over the Sava River on the location of Old Sava bridge in Belgrade – Bridge Superstructure, Društvo građevinskih konstruktera – Internacionalni simpozijum, Vrnjačka Banja, Srbija, 2024.

[2] Jacovic S, Xin L, Kukaras D, Kajevic E, Mandic M, Ristic V, Vujicic J, Jankovic P. New Bridge over the Sava River on the Location of Old Sa-va Bridge in Belgrade – Bridge Superstructure, The 11th International Conference on BRIDGES IN DANUBE BASIN, Munich, Germany, 2024.

[3] Vujičić J, Jaćović S. Stability problems of New Sava Bridge superstructure, Macedonian Association of Structural Engineers (MASE)-21st International Symposium, Ohrid, North Macedonia, 2025.

[4] Braun B, Chacón R, Degée H, Duchêne Y, Dunai L, Kövesdi B, Kuhlmann U, Lener G, Pourostad V, Sinur F, Timmers R. Design of Steel Plated Structures with Finite Elements, ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn GmbH, Berlin, Germany, 2023.

[5] Beg D, Kuhlmann U, Davaine L, Braun B. Design of Plated Structures, ECCS Eurocode Design manuals, ECCS Press/Ernst & Sohn, 2010.

[6] EN 1993-1-5:2006-Eurocode 3 Design of steel struc-tures, Part 1-5: plated structural elements; EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 + A2:2019, Europe-an Committee for Standardization, Brussels, 2006.

[7] EN 1993-1-14:2020-Eurocode 3-Design of steel structures, Part 1-14: Design assisted by finite element analysis, European Committee for Standardization, Brussels, 2020.

S-19
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026048A

Nebojša Antonijević[1]

TPP "KOSTOLAC B", UNIT B3, MPB – BOILER HOUSE, STRUCTURAL AND FOUNDATION DESIGN, SEISMIC DESIGN

Summary: The Boiler House facility, in architectural and structural terms, represents part of the Main Power Building (MPB), together with the turbine hall, bunker tract, and fan building, within the functional unit of Block 5 of Unit B3 at the Kostolac TPP. The object is a steel structure with overall plan dimensions of 70 x 77 m and a height of 57 m in the part of the building outside the boiler. In the middle of the building there is the boiler grillage, a structure that carries the boiler itself, with overall plan dimensions of 24 x 24 m and a total height of 122 m. The building is founded on pile-supported foundation slabs. Beneath the boiler there is a foundation slab measuring 54 x 58.60 m in plan and 3.00 m in thickness, resting on 686 + 12 piles with a diameter of Ø600 mm and a length of 16.60 m. The bottom level of this slab is -6.00 m. Along the perimeter of this foundation slab there are foundation slabs supporting the facade columns of the boiler house. These foundation slabs are 1.50 m or 2.00 m thick. The total number of piles in the boiler house section is 1012.

Keywords: foundation slab, piles, boiler grillage

TE "KOSTOLAC B", BLOK B3, GPO – KOTLARNICA, PRORAČUN KONSTRUKCIJE I TEMELJA, SEIZMIČKI PRORAČUN

Rezime: Objekat Kotlarnice u arhitektonskom i konstruktivnom smislu predstavlja deo Glavnog Pogonskog Objekta (GPO) zajedno sa turbinskom halom, bunkerskim traktom i zgradom ventilatora u sklopu funkcionalne celine 5 bloka B3 TE Kostolac. Objekat je čelična konstrukcija sistemnih dimenzija u osnovi 70x77 m i visine 57 m na delu objekta van kotla. U sredini objekta se nalazi gerist kotla, konstrukcija koja služi za nošenje samog kotla, koja je sistemnih dimenzija u osnovi 24x24 m i ukupne visine 122 m. Objekat se fundira na temeljnim pločama na šipovima. Ispod kotla je temeljna ploča dimenzija 54x58.60 m u osnovi i debljine 3.00 m koja leži na 686+12 šipova prečnika Ø600 mm i dužine 16.60 m. Kota dna ove ploče je -6.00 m. Po obimu ove temeljne ploče nalaze se dodatne temeljne ploče za oslanjanje fasadnih stubova objekta kotlarnice. Debljine ovih temeljnih ploča su 1.50 tj. 2.00 m. Ukupan broj šipova na delu objekta kotlarnice je 1012.

Ključne reči: temeljna ploča, šipovi, gerist kotla

[1] Termoenergo Inženjering d.o.o., n.antonijevic@termoenergo.com

1. UVOD

Predmet rada predstavlja centralna jedinica sistema novoizgrađenog bloka B3 u sklopu TE "Kostolac B". U pitanju je Glavni Pogonski Objekat (GPO) u sklopu TE Kostolac B, tačnije objekat Kotlarnice, koja je u sklopu GPO-a pored mašinske tj. turbinske hale, bunkerskog trakta i zgrade ventilatora iza kotlarnice.

JP EPS u svom sastavu ima 22 termobloka, 49 hidroagregata, 1 reverzibilnu hidroelektranu sa 2 agregata, 1 pumpno postrojenje sa 2 pumpe, vetroelektranu i solarne elektrane. Ukupna instalisana snaga svih proizvodnih kapaciteta EPS-a iznosi cca 8290 MW od čega TE (termoelektrane) i TE-TO (termoelektrane-toplane) obezbeđuju 62.6 % ukupnog kapaciteta i skoro 70% godišnje potrebe za strujom. TE Kostolac A i B učestvuju sa instalisanom snagom od 1357 MW, od čega predmetni novoizgrađeni blok B3 u sklopu koga je i GPO učestvuje sa 350 MW.

Kako je strategija razvoja Republike Srbije u narednom periodu po pitanju energije fokusirana na obnovljive izvore energije i smanjenje emisije štenih gasova objekat Kotlarnice u sklopu TE Kostolac B3 predstavlja poslednji objekat ovog tipa koji je izgrađen na ovim prostorima.

Na osnovu Međudržavnog sporazuma o ekonomskoj i tehničkoj saradnji u oblasti infrastrukture, sklopljenog između NR Kine i Republike Srbije, 2010. godine je zaključen Opšti ugovorni sporazum i dva posebna ugovorna sporazuma sa kineskom kompanijom CMEC (China Mashinery Engineering Corporation) o realizaciji paketa projekata u Termoelektrani i Kopovima Kostolac.

U prvoj fazi planirana je rekonstrukcija bloka B1 sa rekonstrukcijom elektrofiltera, izgradnja sistema odsumporovanja u TE „Kostolac B", izgradnja luke i izgradnja železničke pruge. Rekonstrukcija bloka B1 je završena, kao i sistem odsumporavanja dimnih gasova.

JP EPS sa ogrankom "TE-KO Kostolac" je realizovao drugu fazu Paket projekata TE "Kostolac B" koja obuhvata izgradnju novog bloka snage 350 MW (Blok B3) na lokaciji TE "Kostolac B". Projekat je realizovane uz finansijsku podršku i saradnju sa partnerima iz NR Kine.

Termoelektrana "Kostolac B", sa pratećim objektima i tehnološkim sistemima, nalazi se na udaljenosti od oko 15 km od grada Požarevca, severoistočno od kopa uglja, na desnoj obali reke Mlave, u prostoru između: arheološkog nalazišta Viminacijum na severnoj i severoistočnoj strani, otvorenog kopa lignita "Drmno" na istoku, gradilišta naselja Drmno, opštinskog puta Kostolac-Drmno-Bradarac i granici proširenog lokalnog groblja Starog Kostolca na jugu i na zapadu desne obale reke Mlave. Kompleks se prostire na površini od oko 102 ha.

U okviru Termoelektrane "Kostolac B" postoje i rade dva bloka B1 i B2, snage 2x348.5 MW.

Obe jedinice puštene su u rad 1988 blok B1 i 1992 blok B2.

Blok B3 će se koristiti za potrebe elektroenergetskog sistema Srbije (EPS), sa očekivanim minimalnim vremenom rada 7500 sati godišnje. Kao rashladna voda za potrebe hlađenja kondenzatora koristiće se voda iz Dunava

Projekat bloka B3 je podeljen na funkcionalne celine od kojih svaka obuhvata grupu tehnološko mašinskih, elektroenergetskih i upravljačkih sistema, građevinskih konstrukcija i zgrada i svu neophodnu infrastrukturu. Ove celine odražavaju faznu realizaciju Projekta koja se ogleda u faznoj izradi projektne dokumentacije i izgradnji samog Objekta.

1.1. PROJEKTOVANJE – IZRADA PROJEKTNE DOKUMENTACIJE

Faza izrade projektne dokumentacije je po mnogo čemu bila specifična. Ukupno vreme projektovanja celokupnog Sistema je bilo preko 15 godina. Počevši sa izradom pred-projektne dokumentacije pod nazivom "Prethodni radovi za izgradnju novog termoenergetskog postrojenja korišćenjem uglja sa PK "Drmno", Kostolački ugljonosni basen" [1] u periodu 2009-2010. godine (Energoprojekt ENTEL, Rudarski institut) pa sve do Projekta za izvođenje odnosno Projekta Izvedenog Objekta čije su poslednje prihvaćene sveske urađene 2025. godine.

Kako zbog kompleksnosti samog postrojenja, koje je bilo podeljeno na 14 funkcionalnih celina, kako bi se ubrzalo izdavanje građevinskih dozvola za celinu po celinu, tako i zbog kompleksnosti samih objekta, a i posvećenosti svih uključenih strana u sam proces izrade projektne dokumentacije TEKO B3 celokupan proces izrade projektne dokumentacije je dostigao pomenuto potrebno vreme.

1.1.1. Glavni Pogonski Objekat (GPO)

Celokupan projekat, kao što je napomenuto, je bio podeljen u više funkcionalnih celina kako bi se izdavanje građevinskih dozvola izvodilo nezavisno za svaku celinu i kako bi se celokupan proces dobijanja građevinskih dozvola ubrzao. Funkcionalne celine projekta bloka B3 su bile podeljene prema sledećem [2][3]:

- Funkcionalna celina 1, Hemijska priprema vode
- Funkcionalna celina 2, Snabdevanje vodom
- Funkcionalna celina 3, Spoljašnji sistem mazuta
- Funkcionalna celina 4, Dimnjak
- Funkcionalna celina 5, Glavni tehnološki sistem
- Funkcionalna celina 6, Odsumporavanje dimnog gasa
- Funkcionalna celina 7, Sistem krečnjaka
- Funkcionalna celina 8, Vlažni elektrofilter (WESP)
- Funkcionalna celina 9, Doprema uglja
- Funkcionalna celina 10, Unutrašnji transport pepela i šljake
- Funkcionalna celina 11, Spoljašnji transport pepela i šljake
- Funkcionalna celina 12, VN veze iz TEKO B3 prema RP 400 kV i 110 kV
- Funkcionalna celina 13, Priključak TEKO B3 u RP 400 kV i 110 kV
- Funkcionalna celina 14, Saobraćajnice, spoljašnje instalacije i cevovodi

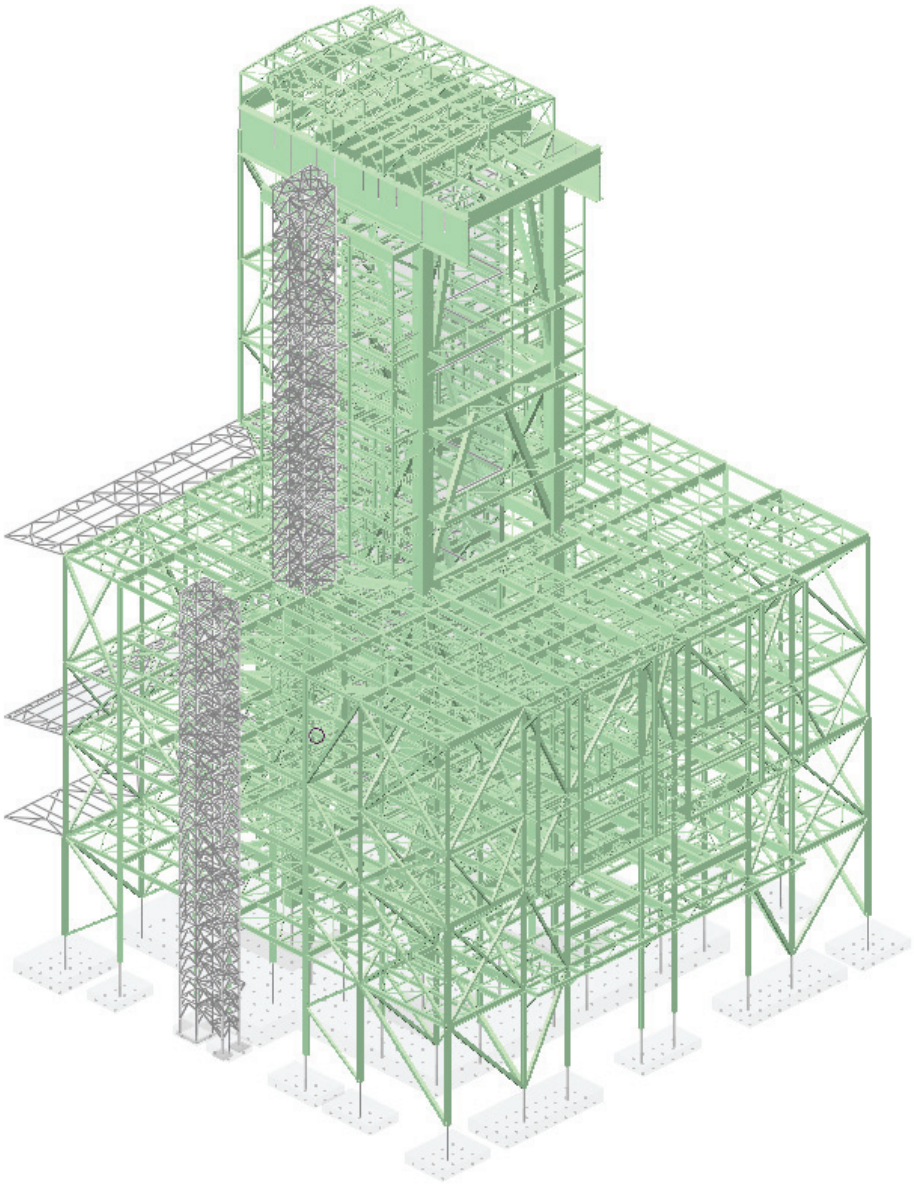
Glavni pogonski objekat je deo funkcionalne 5 u datoj opštoj podeli novog bloka B3 u sklopu TE “Kostolac B”.

Objekat kotlarnice se nalazi u sklopu GPO-a koji zauzima centralno mesto u sklopu Funkcionalne celine 5 pored ostalih objekata u sklopu FC5 (elektroupravljačka zgrada, pešački most između B2 i B3, zgrada dizel generatora, radionica za održavanje mlinova, kompresorska stanica, upravljačka zgrada suvog elektro filtera, objekat ventilatora dimnih gasova i objekat suvog elektrofiltera).

Pored objekta Kotlarnice u sklopu GPO-a se nalaze još i objkat ventilatora svežeg vazduha, turbinska sala, deaerator/bunkerski trakt kao i platforme između ovih objekata.

1.1.2. Kotlarnica

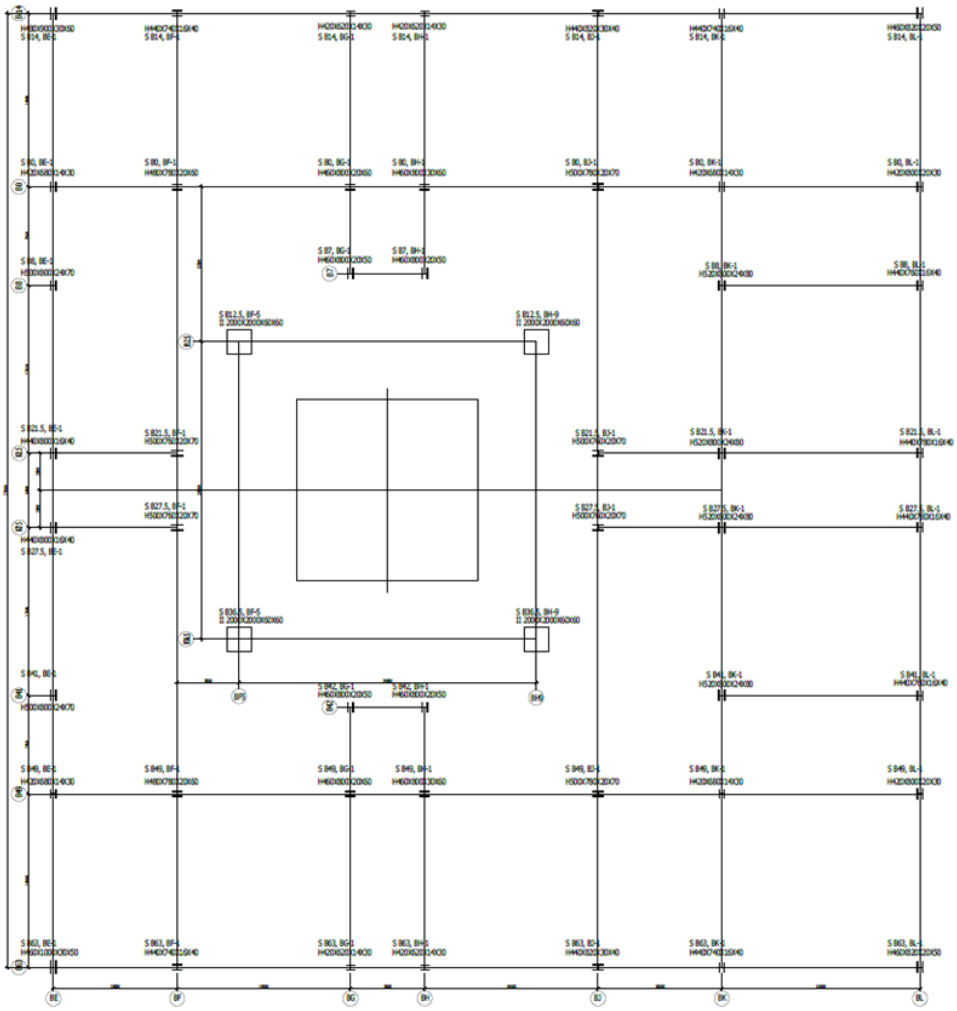
Objekat kotlarnice zauzima centralni i dominantan položaj u okviru nove, treće celine bloka „B3“ TE „Kostolac B“, a povezan je sa deaeratorom/bunkerskim traktom i zgradom ventilatora svežeg vazduha. Kompletna kotlarnica povezuje sve celine koje se nalaze unutar nove jedinice (blok B3) na lokaciji TE „Kostolac B“ i predstavlja poseban prostorni i konstruktivni segment. Zgrada kotla sastoji se od donjeg dela kotlarnice i višeg dela nosača kotla u kome je kotao opremljen svom pratećom opremom. Čelična konstrukcija je izvedena od zavarenih nosača I poprečnog preseka i standardnih toplo valjanih I, U i L profila. Proračunski model objekta Kotlarnice prikazan je na slici 1. Za proračun i projektovanje objekta i temelja korišćen je softverski paket “Tower 8”.



Slika 1: Proračunski model objekta Kotlarnice

Konstrukcija kotlarnice ima pravougaoni oblik u osnovi sa sistemskim dimenzijama B x L = 70.00 x 77.00 m (osa BE / BL x B63 / B-14 i sa konzolnim delom od 2.50 m u osi BL ka susednoj konstrukciji objekta ventilatora svežeg vazduha. Donji deo kotlarnice je 57 m visoka konstrukcija koja okružuje središnji deo 122 m visoke kotlovske konstrukcije sa krovom. Središnji deo, nosač kotla, izveden je kao ramovska konstrukcija. Konstrukcija kotla je ovešena na dva glavna nosača, koja su oslonjena na okvir koji se sastoji od 4 glavna stuba, dimenzija 2000 mm x 2000 mm. Sistemne dimenzije srednjeg dela, gerista kotla, su 24 m x 24 m. Gornja kota čeličnih stubova je +108.70.

Ovi stubovi su uklješteni u temeljnu konstrukciju. Veza između stubova i horizontalnih greda projektovana je kao kruta.). Osnova stubova objekta Kotlarnice predstavljena je na slici 2.



Slika 2: Osnova stubova objekta kotlarnice

Noseći stubovi kotla povezani su horizontalnim gredama putem krute veze - uklještenja, a prostornu stabilnost pružaju i vertikalni spregovi u obliku slova „V“.

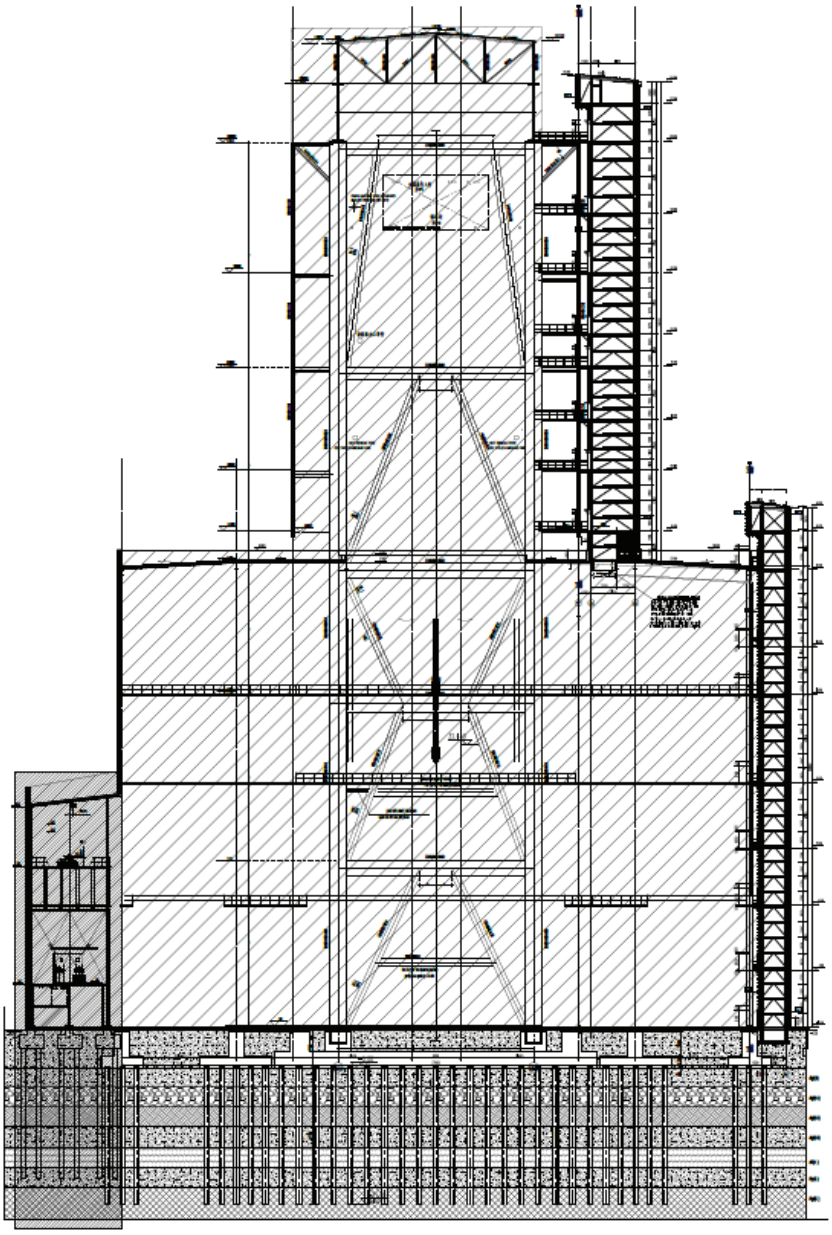
Povezivanje ovog srednjeg dela sa preostalim delom kotlarnice visine 57.0 m izvedeno je putem kliznih oslonaca na tačkama u preseku osa nosača gerista kotla BF5/B36.5, BF5/B12.5, BH9/B36.5 i BH9/B12.5. Klizni oslonci su projektovani i izvedeni u vidu teflonskih oslonaca da obezbede prenos samo vertikalnih reakcija. Teflon je materijal sa vrlo malim koeficijentom trenja (0.06 ~ 0.1) te je kao takav bio najpogodniji da omogući projektovano nezavisno seizmičko ponašanje 2 celine objekta sa različitim krutostima.

Ukupna masa samog kotla iznosi 6613 t dok je masa radnog fluida 1138 t. Vertikalno opterećenje kotla se putem 256 vešaljki i preko sekundarnih nosača prenosi na 2 glavna nosača I poprečnog preseka visine 7000 mm sa nožicama ≠1400x100 mm i rebrom debljine 60 mm. Ovi nosači su oslonjeni u 2 tačke na gerist kotla, a bočno pridržavaju rešetkastom konstrukcijom upravnom na pomenute nosače u ravnima gerista kotla.Bočno pridržavanje kotla, za prijem horizontalnih sila, se ostvaruje na nivoima: 20.29, 37.902, 48.80, 65.25, 84.95 i 94.75 putem posebnih vođica.

Cela konstrukcija gerista kotla služi za oslanjanje glavnih nosača kotla, cevovoda, platformi, krova i svih ostalih elemenata koji pripadaju kotlu.

Na kotama +92.70; +81.15; +68.40 postoje glavne konzolne platforme olonjene na glavne stubove. Ove platforme su povezane sa spoljnim stepeništem. Pored ovih glavnih platformi postoji još nekoliko manjih, sekundarnih, na kotama +108.85, +99.90, +95.90, +92.70, +89.00, +85.20, +77.60, +74.60, +65.80, +63.40 i +61.00 m.

Poprečni presek objekta prikazan je na slici 3



Slika 3: Poprečni presek objekta Kotlarnice

Konstrukcija je modelovana kao integralna celina temeljne konstrukcije i nadzemne čelične konstrukcije. Šipovi su modelovani kao tačkasti oslonci uz uvažavanje parametara tla dobijenih geomehaničkim elaboratom uzimajući u obzir redukciju krutosti za grupu šipova. Odnos krutosti naglavica-šip-tlo je uzet u obzir preko koeficijenta horizontalne i vertikalne krutosti oslonaca tj. šipova, uzimajući u obzir uticaj grupe šipova, koji simulira međusobni odnos temeljne konstrukcije u proračunskom modelu. Metodologija proračuna krutosti šipova je uniformna i za vrednost vertikalne krutosti prati sledeće korake: sila u šipu → sleganje → grupa šipova → krutost grupe šipova. Vrednosti horizontalne i krutosti šipa na savijanje su sračunate prema realnim fizičko mehaničkim karakteristikama tla i materijala šipa i uvažavanjem efekta šipova u grupi.

Pri definisanju vertikalne krutosti šipova temelja kotla uzet je u obzir redosled gradnje i nanošenja nekoliko velikih stalnih opterećenja koja opredeljuju ukupnu proračunsku vrednost sleganja ovog temelja. Ovim je postignuto da se u modelu iskaže samo diferencijalno sleganje temelja kotla u odnosu na susedne temelje kotlarnice, koje nastaje nakon montaže delova čelične konstrukcije i direktno utiče na naprezanje čeličnih konstrukcija. Ovo je ostvareno modifikacijom računske krutosti koja je izvedena iz podataka opterećenje – sleganje temelja kotla prikazanih u „Geotehnički elaborat, Glavni pogonski objekat – PGD050“, 107-4-050/17, decembar 2018, Saobraćajni institut CIP d.o.o. Učinjena modifikacija bazira se na postupku (redosledu) gradnje, odnosno nanošenja nekoliko veoma velikih stalnih tereta (sopstvena težina ploče temelja, nasipa sa završnom podnom pločom, gerista kotla i samog kotla) koji je predviđen tehnologijom montaže opreme kotlarnice. Na ovaj način postignuto je da čelične konstrukcije kotlarnice budu izložene samo diferencijalnim sleganjima koja nastaju nakon kompletiranja konstrukcije. S obzirom da su pri proračunu sleganja temelja na šipovima urađenim u dokumentaciji „Geotehnički elaborat, Glavni pogonski objekat – PGD050“, 107-4-050/17, decembar 2018, Saobraćajni institut CIP d.o.o., na osnovu mišljenja eksperta – konsultanta Investitora, primenjeni postupci na strani sigurnosti, kao i da nije uzeta u obzir interakcija temelja kotla i drugih temelja čelične konstrukcije, može se oceniti da je čelična konstrukcija proračunata na veća diferencijalna sleganja od onih koja se mogu očekivati, što je na strani sigurnosti[2] [3].

Pored nadzemnog čeličnog dela konstrukcije u proračunskom modelu je, kao integralna celina, modelovana i temeljna konstrukcija objekta u vidu temeljne ploče debljine 3,00 m dimenzija u osnovi 54,00 x 58,60 m, ispod centralnog dela objekta i kotla na dubini od 6,00 m čija je ukupna zapremina 9657 m^3. Obodni fasadni stubovi se oslanjaju na temeljne ploče debljine 1,50 tj. 2,00 m na dubini od 5,00 m u odnosu na kotu poda objekta. Zaštitni sloj betona temeljne ploče je 50 mm i projektovan je od betona MB40. Na delu temeljne ploče između osa BG/BH i B49/B63 se nalazi pravougaoni ispust dimenzija u osnovi 6,80 x 8,00 m, iste debljine od 3,00 m, koji služi u fazi montaže čelične nadzemne konstrukcije kao prostor za oslanjanje krana. Temeljna ploča kotla leži na bateriji od 686+12 šipova dok pomenuti fasadni stubovi i njihove temeljne ploče leže na baterijama od 5, 11, 12, 15, 18, 20, 30 i 40 šipova. Ukupan broj šipova ispod objekta je 1012. Šipovi su izvedeni od betona MB40 klase vodonepropusnosti V-6 sa zaštitnim slojem od 75 mm. kao CFA šipovi Šipovi su računati kao uklješteni u temeljnu ploču sa karakterističnom vertikalnom nosivošću od 1672 kN.

U okviru kotlarnice nalaze se dve čelične konstrukcije za nošenje lifta:-lift duž linije B63, između redova BG i BH, od kote 0.00 do kote +57 i lift od kote +57 na krovu kotlarnice do kote krova gerista kotla. Oba su modelirana zajedno sa nosećom čeličnom konstrukcijom kotlarnice kako bi se osigurao prenos relevantnih uticaja u glavnu noseću konstrukciju objekta kotlarnice.

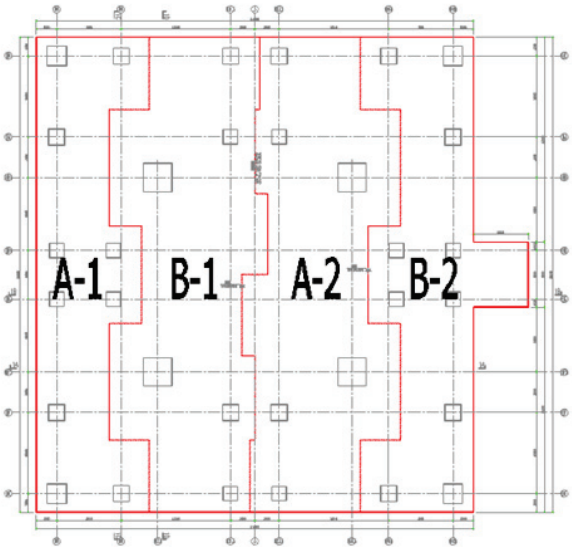
Ukupan broj različitih profila upotrebljenih u proračunskom modelu iznosi 717 dok je ukupan broj štapnih elemenata u proračunskom modelu iznosi 9830 sa ukupnom projektovanom masom nadzemnog čeličnog dela konstrukcije od 10500 t.

Obzirom na značaj objekta za Republiku tehnička kontrola je zahtevala da se sprovede i seizmički proračun metodom direktne dinamičke analize obzirom da je važeća zakonska regulativa u Republici Srbiji u vreme projektovanja bila u tranzitnom periodu sa starih SRPS propisa na nove EC norme. Sva stalna, korisna, temperaturna kao i opeterćenja snegom i vetrom

su sračunata prema SRPS U. propisima dok su opterećenja od opreme aplicirana prema podlogama datim mašinskim delom projekta. Seizmička opterećenja su sračunata u skladu sa SRPS EN 1998 propisima. Odlukom republičke revizione komisije je dogovoreno da se dimenzionisanje sprovodi prema, u tom trenutku važećim SRPS propisima, a da se seizmičke sile određuju prema EC normama. Pri izradi projekata za građevinsku dozvolu prihvaćeno je da se direktna dinamička analiza (DDA) izradi u fazi pripreme projekata za izvođenje (PZI), i to na finalnim proračunskim modelima iz PGD koji su urađeni, shodno ugovornoj obavezi i unapred postignutim dogovorom sa naručiocem i tehničkom kontrolom, prema srpskim standardima uz proračun seizmičkih uticaja primenom multimodalne analize (MMA) prema evropskim standardima – Evrokodu 8. Nakon sprovedenih analiza

"Na osnovu sprovedenih proračuna i analize rezultata može se konstatovati da je uticaj seizmike na veličinu presečih sila za dokaze nosivosti i stabilnosti razmatranih konstrukcija prema DDA manji nego kada se seizmicki uticaji proračnavaju prema MMA. Stoga je proračun konstrukcija sproveden u okviru PGD-u sa seizmičkim uticajima prema MMA na strani sigurnosti u odnosu na proracun prema DDA. Ovakav zaključak se može izvesti generalno za sve elemente konstrukcije, uključujući i šipove i pomeranja odnosno deformacije, i po oba kriterijuma definisana u kompatibilnom standardu - Evrokodu 8 - i po kriterijumu maksimalnih vrednosti iz 3 zapisa zemljotresa i po kriterijumu srednjih vrednosti iz 7 zapisa zemljotresa." [4]

Konstrukcija temelja kotla je masivna. Nakon betoniranja sve mere za negu betona su morale biti pravilno sprovedene kako bi se sprečilo pojavljivanje prslina. Usvojeno je da se za betonsku smesu koristi Portland cement niske temperature vezivanja. Najveća pažnja je bila potrebna na očuvanju vlažnosti betonske smese u uslovima povećane spoljne temperature te se beton polivao vodom i pokrivao plastičnim folijama, kako površine betona ne bi dehidrirale, a pritom se neprestano kontrolisalo da temperaturna razlika između unutrašnje i spoljašnje ivice betona nije viša od 25°C. Za efikasan monitoring prilikom betoniranja temelja kotla neophodno je bilo kontinualno praćenje unutrašnje i spoljašnje temperature ugrađenog betona te su u tu svrhu bili ugrađeni senzori temperature u betonskoj masi. Kako bi se osigurao kvalitet izvođenja radova i betonske konstrukcije bez štetnih pukotina kvalitet izvođenja radova se mora kontrolisati. Temelj se izvodio sa radnim spojnicama, a prema sledećoj šemi predstavljenoj na slici 4 koja prikazuje faze betoniranja temelja kotla tj. Kotlarnice.



Slika 4: Faze betoniranja temelja Kotlarnice

Konačan izgled karakterističnih oslonačkih stubova temelja Kotlarnice i uporedni prikaz veličine prema figuri čoveka nakon završetka izvođenja temelja prikazan je na slici 5.

Slika 5: Temelj Kotlarnice nakon završetka izvođenja temelja

Obzirom na sve navedene činjenice i specifičnosti vezane za sam proces projektovanja i izvođenja, objekat Kotlarnice predstavlja, svakako, jedan od primera uspešno sprovedenih procesa međusobne koordinacije svih učesnika na jednom ovako kompleksnom i zahtevnom objektu. Objekat je decembra 2024. godine zvanično predat Investitoru na korišćenje i do danas pouzdano radi uz zadovoljavanje najviših ekoloških standarda za ovaj vid proizvodnje energije obezbeđujući tržištu Srbije 5% ukupne električne energije.

Na slici 6 prikazan je objekat u fazi izgradnje.

Slika 6: Objekat Kotlarnice u fazi izvođenja

REFERENCE

[1] Energoprojekt Entel a.d. Studija opravdanosti sa Idejnim projektom izgradnje bloka B3 snage 350 MW na lokaciji TE Kostolac B, Idejni Arhitektonsko-Građevinski projekta, Novembar 2013.

[2] Termoenergo Inženjering d.o.o. Projekat za Građevinsku dozvolu,

[3] Termoenergo Inženjering d.o.o. Projekat za izvođenje,

[4] Termoenergo Inženjering d.o.o., "Tehnički opis uz direktnu dinamičku analizu konstrukcija glavnih pogonskih objekata TE "Kostolac B3"; Boris Gligić dipl. građ. inž., Doc. dr. Nenad Pecić dipl. građ. inž., jun 2019.

ДГКС ASES | S-20
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026056T

Vladimir Trajković[1], Luka Kilibarda[2], Aleksandra Kilibarda[2], Ivana Leposavić[2]

STRUCTURAL DESIGN FOR OBJECTS OF EDUCATIONAL CAMPUS – SCHOOL & KINDERGARTEN, BW PLOT 11B

Summary: Designing the facilities of the Elementary School and Combined Children's Institution – Kindergarten within the construction plot 11b, intended for the Campus of Educational Institutions in the area along the banks of the Sava River for the "Belgrade Waterfront" project. Elementary school facility has B+Gf+2, GFA of 5.660m2, height of 15.3 m. Kindergarten is a single-story facility, GFA of 945m2, height of 6.5m. Both facilities were designed as classic reinforced-concrete structures, except for the parts (roof of the gymnasium, roof over the central hall, pergolas and mask around the facilities) which were designed as steel structures.

Keywords: structural design project, reinforced concrete structure, steel structure

PROJEKAT KONSTRUKCIJE OBJEKATA KAMPUSA OBRAZOVNIH USTANOVA – ŠKOLA I VRTIĆ, BW PLOT 11B

Rezime: Projektovanje objekata osnovne škole i depadansa predškolske ustanove - vrtića u okviru građevinske parcele 11b, predviđene za Kampus obrazovnih ustanova na području priobalja reke Save za projekat „Beograd na Vodi“. Objekat osnovne škole je spratnosti Po+Pr+2, bruto građevinske površine 5.660m2, visine 15.3m. Objekat vrtića je prizemni, bruto građevinske površine 945m2 ,visine 6.5m. Oba objekta su projektovana kao klasične armiranobetonske konstrukcije izuzev delova (krov fiskulturne sale, krov iznad centralnog hola, pergole i maske oko objekata) koji su projektovani kao čelične konstrukcije.

Ključne reči: projekat konstrukcije, armiranobetonska konstrukcija, čelična konstrukcija

[1] Mašinoprojekt Kopring a.d., Beograd, Srbija, vladimir.trajkovic@masinoprojekt.co.rs
[2] Mašinoprojekt Kopring a.d., Beograd, Srbija

1. UVOD

Prema projektnom zadatku i planskom osnovu izrađeno je rešenje depadansa predškolske ustanove i osnovne škole u okviru građevinske parcele 11b, predviđene za Kampus obrazovnih ustanova (područje priobalja reke Save za projekat "Beograd na Vodi").

Kampus obrazovnih ustanova (osnovna škola i depadans predškolske ustanove – vrtić) su objekti javne namene, u javnoj svojini i od posebnog značaja za Republiku Srbiju.

Prilikom projektovanja na površini građevinske parcele 11b, definisane su dve zasebne celine sa svim potrebnim sadržajima za pojedinačne objekte.

Slika 1: Trodimenzionalni render kampusa i pripadajućeg okruženja

Pri postavci se vodilo računa o okolnim faktorima, te su stoga nastavne prostorije povučene od Savske ulice i budućeg objekta kulturnog centra kako bi se omogućio zaštićeni prostor unutar bloka za sve potrebne sadržaje na otvorenom. Sa druge strane, nastavne prostorije su tako orijentisane da je samim pristupnim hodnicima i pozicijom ostvarena izolovanost od buke sa okolnih saobraćajnica.

Predviđena materijalizacija eksterijera, enterijera, kao i pejzažne arhitekture, sportskih terena i igrališta je prilagođena nameni objekta sa prepoznatljivim izrazom za školu i vrtić kako bi se dobio ambijent pogodan za učenje i razvoj dece.

Školsko dvorište ima jasno definisane zone: deo koji pripada školi, deo rezervisan za decu u vrtiću, deo za otvorene sportske terene, kao i deo za posebne namene.

Investitor projekta je Republika Srbija.

Projektnu dokumentaciju je uradila firma Mašinoprojekt Kopring a.d.

Autor projekta je Cook-Haffner Architecture Platform (CHAP), projektant arhitekture Petar Stelkić d.i.a.

Odgovorni projektant arhitekture je Bratislav Milojević d.i.a., a projektanti Relja Sretenović d.i.a., Milenko Obradović m.i.a.

Odgovorni projektant konstrukcije je Vladimir Trajkovic d.g.i., a projektanti Luka Kilibarda m.i.g, Aleksandra Kilibarda m.i.g., Ivana Leposavić d.g.i., Ivana Veljić d.i.a., Bojan Šakotić m.i.g. Snežana Paunović d.i.geol.

Objekat je izvela kompanija ZIDAR d.o.o. sa kooperantima.

2. OPIS OBJEKATA I USVOJENA KONSTRUKCIJSKA REŠENJA

2.1. OBJEKAT OSNOVNE ŠKOLE

Arhitektonskim rešenjem, škola je funkcionalno podeljena na sledeće celine:
- školski prostor – nastavne i zajedničke prostorije,
- sala za fizičko i zdravstveno vaspitanje sa pratećim sadržajima,
- grupa zajedničkih prostorija, grupa prostorija za zaposlene i grupa pomoćnih prostorija,
- komunikacije.

Slika 2: Trodimenzionalni render objekta osnovne škole

Iz uslova zadovoljenja arhitektonskog rešenja, sa prethodno navedenim funkcionalnim celinama, dobijen je složen objekat u građevinskom smislu, sa asimetričnim rasporedom delova konstrukcije, kako u osnovi, tako i po visini.

Konstrukcija objekta (spratnosti Po+Pr+2) je najvećim delom monolitna, armiranobetonska, a manjim delom čelična konstrukcija.

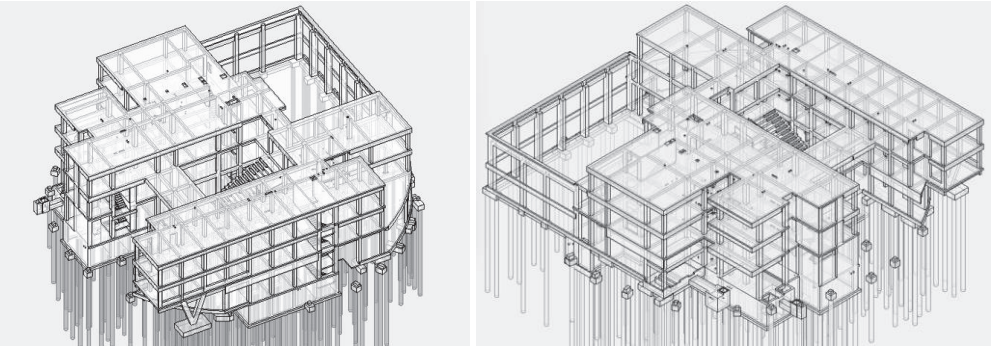
Postavka konstrukcije je urađena na način da konstrukcija bude jedinstvena celina (bez dilatacionih razdelnica), a da se istovremeno rasporedom elemenata konstrukcije obezbedi što pravilnije ponašanje za dejstvo seizmike.

Armiranobetonsku konstrukciju čine fasadni i unutrašnji ramovi (stubovi i grede) i AB zidovi koji sa AB tavanicama čine sistem sposoban da prenese kako gravitaciona tako i horizontalna opterećenja od vetra i seizmike. Dimenzije elemenata ramova su uslovljene rasponima i opterećenjima (gravitacionim i seizmičkim). AB zidovi su projektovani kao samostalni elementi – dijafragme i kao integralni delovi liftovskih okna i stpenišnih jezgara.

Podzemni deo objekta se nalazi ispod ulaznog dela škole i zauzima približno polovinu osnove objekta i u funkciji je tehničkih prostorija.

Zbog kompleksnosti geometrije objekta (razuđenosti osnove, asimetrije), značaja objekta i lokacije na kojoj će se objekat graditi (savski nasip – neposredna blizina reke Save) usvojeno je fundiranje objekta na šipovima.

Čeličnu konstrukciju čine krov sale za fizičko, krov nad centralnim delom (ulaznim holom) škole i obodna konstrukcija za nošenje maske (prstena) i pergola.



Slika 3: Izometrija armiranobetonske konstrukcije objekta osnovne škole

(a)

(b)

Slika 4: Armiranobetonska (a) i obodna čelična konstrukcija (b) objekta osnovne škole u fazi izvođenja

2.2. OBJEKAT DEPADANSA PREDŠKOLSKE USTANOVE – VRTIĆA

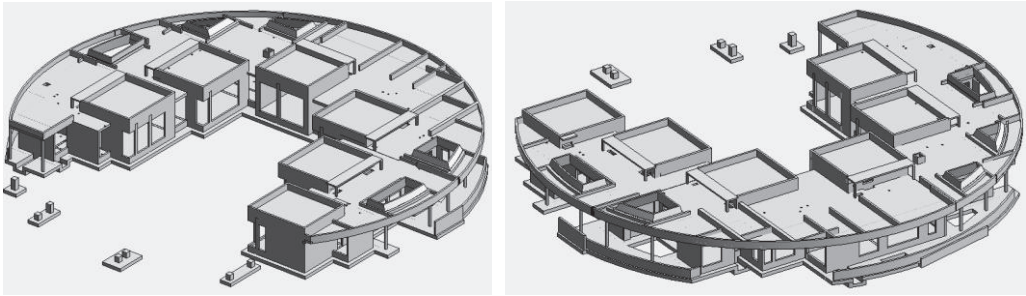
Arhitektonskim rešenjem, vrtić je funkcionalno podeljen na sledeće celine:

- sobe za decu, prostorije za izolaciju, prostorije za vaspitače,
- višenamenski prostor, pomoćne prostorije, sanitarne prostorije,
- distributivna kuhinja.

Iz uslova zadovoljenja arhitektonskog rešenja, sa prethodno navedenim funkcionalnim celinama, dobijen je složen objekat u građevinskom smislu.

Slika 5: Trodimenzionalni render objekta vrtića

Konstrukcija objekta je skeletna, armiranobetonska, monolitna. Čine je zidovi i ramovi u fasadama međusobno spojeni armiranobetonskim tavanicama. Dimenzije konstrukcijskih elemenata su uslovljene rasponima i opterećenjima. Armiranobetonske tavanice povezuju fasadne i unutrašnje ramove čineći tako sistem sposoban da prenese, kako gravitaciona, tako i horizontalna opterećenja od vetra i seizmike.



Slika 6: Izometrija armiranobetonske konstrukcije objekta vrtića

Kako je objekat vrtića prizemni (bez podrumskog dela) i značajno manje visine u odnosu na objekat škole, usvojen je sistem fundiranja na temeljnoj ploči uz prethodnu pripremu podtla. Iako je konstrukcija vrtića podeljena na tri dilatacione celine, fundiranje je predviđeno na temeljnoj ploči debljine 40 cm.

Slika 7: Armiranobetonska i čelična konstrukcija objekta vrtića u fazi izvođenja

3. ČELIČNA KONSTRUKCIJA

U cilju realizacije složene forme objekata i u cilju savladavanja velikih raspona, određeni delovi konstrukcije su projektovani kao čelične konstrukcije.

U objektu škole se kao specifični delovi u konstrukcijskom smislu ističu krovne konstrukcije fiskulturne sale i ulaznog hola koje pored primarne uloge imaju i ulogu ekstenzivnih zelenih krovova i lanterni. Pored navedenih, po obodu objekta predviđena je konstrukcija za nošenje maske i pergola.

Krovna konstrukcija fiskulturne sale sastoji se iz glavnih rešetkastih nosača, rožnjača i krovnih spregova. Čelične krovne rešetke su statičkog sistema proste grede i premošćavaju raspon od 16m. Oslanjaju se na AB stubove i imaju statičku visina cca 1.2 m. Predviđeni su na razmacima koji odgovaraju rasteru stubova od 4.6 m i projektovani su od kutijastih profila.

Slika 8: Montaža čelične konstrukcije krova fiskulturne sale

Krovna konstrukcija ulaznog hola sastoji se iz glavnih rešetkastih nosača i rožnjača. Dve čelične krovne rešetke oslanjaju se na AB stubove, dok se jedna oslanja na AB gredu. Rešetke premošćavaju raspon od 14 m, statičkog sistema proste grede i imaju statičku visinu 0.95 m.

Slika 9: Montaža čelične krovne konstrukcije ulaznog hola

Konstrukcija za nošenje maske i pergola oko objekta škole sastoji se iz glavnih rešetkastih nosača i rožnjača. Dve čelične krovne rešetke oslanjaju se na AB stubove, dok se jedna oslanja na AB gredu. Rešetke premošćavaju raspon od 14 m, statičkog sistema proste grede i imaju statičku visinu 0.95 m.

Slika 10: Konstrukcija za nošenje maske i pergola u fazi izvođenja

Na objektu vrtića se kao specifičan deo u konstrukcijskom smislu ističe konstrukcija za nošenje pergola. Svojim oblikom i izborom profila, prilagođena je arhitektonskim zahtevima da se zajedno sa armiranobetonskom konstrukcijom formira kružni oblik objekta u osnovi.

Stubovi spoljne maske projektovani su od profila kružnog poprečnog preseka. Postavljeni su po luku oko objekta vrtića i međusobno su povezani rešetkastim nosačima, koja ujedno predstavlja i potkonstrukciju maske. Stubovi unutrašnjeg prstena su takođe projektovani od profila kružnog poprečnog preseka, koji su postavljeni po odgovarajućem luku i međusobno su povezani riglom. Ove dve celine međusobno su povezane poprečnim nosačima.

Slika 11 –Konstrukcija za nošenje pergola u fazi izvođenja

4. FUNDIRANJE OBJEKATA

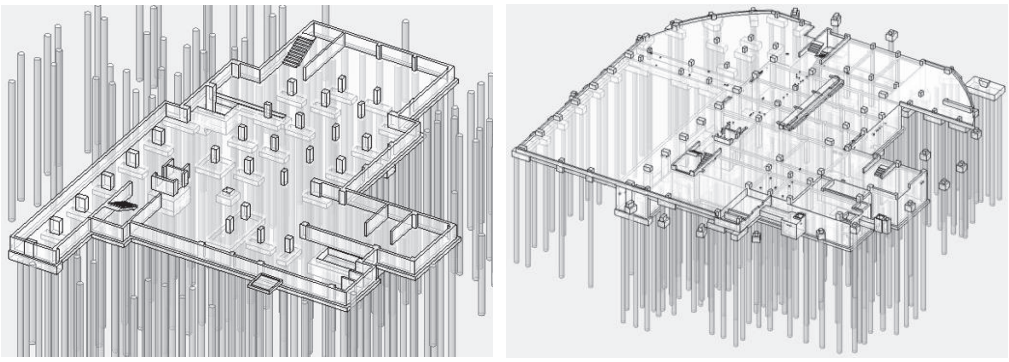
Na osnovu rezultata dobijenih geotehničkim ispitivanjima terena formiran je geotehnički elaborat. Imajući u vidu sastav terena po dubini, odnosno rasprostiranje stišljivih slojeva sedimenata povodnja, vrstu i namenu planiranih objekata, za objekat škole je usvojeno fundiranje na šipovima, a za objekat vrtića fundiranje na temeljnoj ploči.

Objekat škole je fundiran na bušenim CFA šipovima prečnika 60 cm, dužina 8–23 m, u zavisnosti od nivoa od koga kreću i uloge koju imaju u konstrukciji.

Iznad šipova su formirane naglavice i naglavne grede debljine d = 90 cm sa dva ili više šipova.

Na delu konstrukcije gde nema vertikalnih konstrukcijskih elemenata usvojena je temeljna ploča debljine d = 40 cm koja povezuje naglavice i šipove.

Za šipove koji su projektovani da kreću sa nivoa prizemlja, usvojen je prečnik D = 60 cm i dužina L = 17 m. Za šipove koji su projektovani da kreću iz podzemnog dela konstrukcije (nivoa -1), usvojen je prečnik D = 60 cm i dužina L = 23 m.



(a) *(b)*

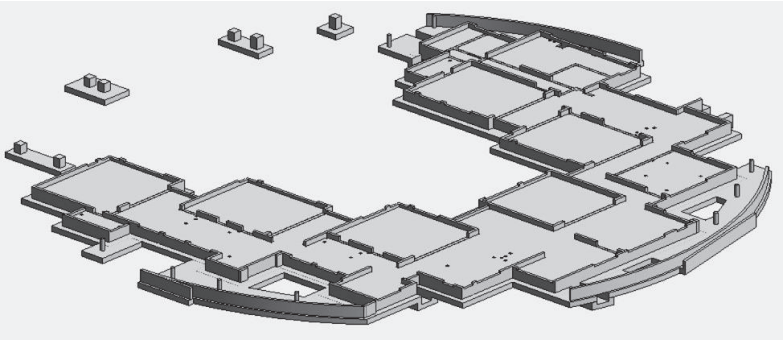
Slika 12: Dispozicija temeljne konstrukcije: Nivo –1 (a) i Nivo Pr (b)

Objekat vrtića je radi postizanja identičnih uslova fundiranja na celoj površini objekta, a imajući u vidu dimenzije temelja i kontaktno opterećenje, fundiran na temeljnoj ploči d = 40 cm na prethodno urađenom sloju nasipa.

Pre formiranja nasipa urađeno je zbijanje podtla do postizanja modula stišljivosti Ms = 15 MPa.

Izveden je tamponski sloj od drobljenog kamenog agregata ukupne minimalne debljine d = 50 cm u 2 sloja.

Prvi sloj tampona u debljini od 25 cm (u zbijenom stanju) od frakcije 0/63 mm zbijen je do postizanja Ms = 30 MPa. Završni sloj tampona izveden je u debljini od 25 cm (u zbijenom stanju) od frakcije 0/63 mm do posizanja Ms = 40 MPa.



Slika 13: Dispozicija temeljne konstrukcije objekta vrtića

5. SPECIFIČNI DELOVI KONSTRUKCIJE

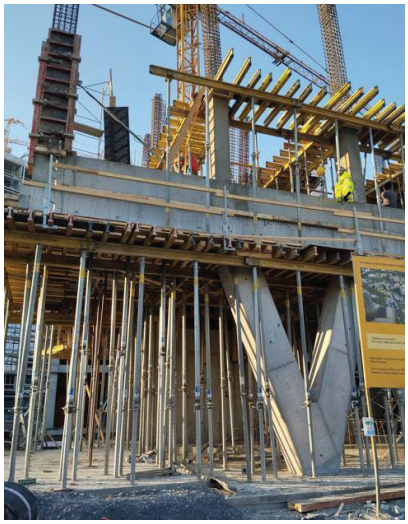
Projektovanje savremenih konstrukcija, koje u prvi plan ističu vizuelni efekat objekta, od projektanta konstrukcije zahteva dodatni napor kako bi se takvi objekti realizovali. Jedan od primera je i ovaj projekat gde je u određenim delovima konstrukcije bilo neophodno primeniti rešenja koja nisu često prisutna u projektantskoj praksi. U nastavku će biti prikazano nekoliko detalja na objektima, koja su po pitanju postavke i rešenja konstrukcije specifična.

5.1. KONZOLNI DEO OBJEKTA ŠKOLE SA V-STUBOM

Arhitektonskim rešenjem je na jednom delu objekta škole predviđen konzolni deo koji kreće sa nivoa 1.sp i koji se po visini proteže kroz dva sprata. Konzolni deo je raspona 4m i formiran je preko stuba V-oblika koji kreće sa nivoa prizemlja i čiji se kraci završavaju na nivou 1.sprata. Suprotni kraj ovog dela objekta ima znatno manji konzolni deo od 2.7m, koga nose grede koje izlaze iz AB zida, koji je skriven u fasadi (slika 14 (a)).

U vezi sa ovakvim arhitektonskim zahtevom, u konstrukcijskom smislu je formiran ram koga čine V-stub sa kracima dimenzija 60/80cm i transfer greda dimenzija 30(60)/180cm, koja je projektovana preko V-stuba. Ova greda pored uloge da poveže krajeve dva kraka V-stuba na nivou 1.sp (iz kojih se takođe nastavljaju dva vertikalna stuba rama), ima ulogu i u oslanjanju stuba koji kreće sa kraja konzole i proteže se do vrha objekta.

(a)



(b)

(c)

(d)

Slika 14: Konzolni deo objekta škole sa V-stubom – faza izvođenja (a–c) i izveden objekat (d)

5.2. KONZOLNI PREPUSTI I LANTERNE U KROVNOJ PLOČI OBJEKTA VRTIĆA

Krovna ploča objekta vrtića je u arhitektonskom smislu zamišljena tako da obezbedi kružni oblik objekta, gledano u osnovi. S obzirom na poligonalni oblik delova objekta vrtića i globalni kruzni oblik objekta, po obodu su, u krovnoj ploči, formirani konzolni prepusti od 4m. Dodatnu specifičnost, a po pitanju konstrukcije dodatni izazov (pored rešavanja konzole od 4m), čine lanterne koje su formirane na konzolnim delovima krovne ploče, u cilju dodatnog prirodnog osvetljenja ili zbog prolaska drveća.

Ovakvi arhitektonski zahtevi, u konstrukcijskom smislu su mahom rešeni formiranjem sistema greda orijentisanih na gore. Oslanjanje ovakvog sistema greda je, u zavisnosti od mesta na konstrukciji, rešavano na više načina i to: prostiranje greda preko unutrašnjih zidova za koje su grede uklještene, sistem usidrenja u AB zidove koji idu iznad nivoa ravnog krova i klasičnan način oslanjanja na "uvučene" stubove (koji nisu upadljivi u konačnoj materijalizaciji objekta) u odnosu na krajeve konzolnih delova ploče.

(a)

(b)

(c)

Slika 15: Konzolni prepusti i lanterne u krovnoj ploči objekta vrtića – faza izvođenja (a, b) i izveden objekat (c)

REFERENCE

[1] SRPS EN 1990 Evrokod - Osnove projektovanja konstrukcija;

[2] SRPS EN 1992-1-1 Evrokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija - Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade;

[3] SRPS EN 1993-1-1 Evrokod 3 - Projektovanje čeličnih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade;

[4] SRPS EN 1998-1 Evrokod 8 - Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade

S-21
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026105B

Nikola Baša[1], Mladen Ulićević[2], Marko Božović[3], Stefan Kandić[4]

DESIGN OF THE ZETA BRIDGE ON THE SMOKOVAC-TOLOŠI SECTION – PODGORICA BYPASS

Summary: The Zeta Bridge is located on the Bar-Boljare Highway, Smokovac-Tološi section, forming part of the Podgorica bypass, at the Donji Rogami site. The bridge crosses the valley and the riverbed of the Zeta River, a railway line, a main and local road, as well as a small settlement, over a total obstacle length of approximately 500 m and a maximum depth of approximately 70 m. The bridge length, measured between the abutment axes, is 450 m. A continuous frame structural system with four spans of 85+140+140+85 = 450 m has been adopted. The main superstructure consists of a prestressed box-girder cross-section of variable depth, with a total bridge width of 21.6 m. The intermediate piers are box-shaped, with variable cross-sections, and are configured as single- and double-shaft piers, with heights ranging from 40 m to 52 m. The superstructure is constructed using a segmental balanced cantilever construction method, proceeding symmetrically from the intermediate piers. Construction is carried out using 17 segments on each side of intermediate pier, with segment lengths of 6x3 m+6x3.75 m+5x4.5 m.

Keywords: bridge, segmental balanced cantilever construction, superstructure, box-girder cross-section, stress state

PROJEKAT MOSTA ZETA NA DIONICI SMOKOVAC-TOLOŠI – OBILAZNICA OKO PODGORICE

Rezime: Most Zeta se nalazi na Autoputu Bar-Boljare, dionica Smokovac-Tološi, obilaznica oko Podgorice, na lokalitetu Donji Rogami. Most premošćuje dolinu i korito rijeke Zete, željezničku prugu, magistralni i lokalni put, kao i manje naselje, ukupne dužine oko 500 m i maksimalne dubine oko 70 m. Dužina mosta, mjereno od oslonačkih osovina na oporcima iznosi 450 m. Usvojen je kontinualni okvirni sistem sa četiri raspona 85+140+140+85 = 450 m. Glavnu rasponsku konstrukciju čini prethodno napregnuti sandučasti poprečni presjek promjenljive visine, sa ukupnom širinom mosta 21.6 m. Srednji stubovi su sandučasti, promjenljivog poprečnog presjeka, jednodjelni i dvodjelni, visine od 40 m do 52 m. Za rasponsku konstrukciju je primijenjen segmenti sistem uravnotežene slobodne konzolne gradnje od srednjih stubova. Gradnja se vrši u 17 segmenata lijevo i desno od svakog srednjeg stuba po dužinama 6x3 m+6x3.75 m+5x4.5 m.

Ključne reči: most, segmentna uravnotežena konzolna gradnja, rasponska konstrukcija, sandučasti presjek, naponsko stanje

[1] Građevinski fakultet u Podgorici, Univerzitet Crne Gore, nikola.basa@ucg.ac.me
[2] Univerzitet Crne Gore, CDS Project, Podgorica, Crna Gora
[3] Građevinski fakultet u Podgorici, Univerzitet Crne Gore
[4] Aedificium, Podgorica, Crna Gora

1. UVOD

Dionica Smokovac-Tološi predstavlja dio Autoputa Bar-Boljare i čini sjeverozapadni dio obilaznice oko Podgorice. Dionica je dužine oko 10.5 km i povezuje postojeću petlju Smokovac sa područjem Tološa, čime se obezbjeđuje kvalitetna saobraćajna veza između sjevernog i zapadnog dijela putne mreže Podgorice i omogućava preusmjeravanje tranzitnog saobraćaja van gradskog područja. Projektovana brzina na dionici iznosi 100 km/h, a predviđen je puni profil autoputa, sa petljama Smokovac i Tološi, kao i pratećim sadržajima u području Veljeg brda.

Trasa prolazi kroz složen brdsko-planinski i dolinski teren, prelazi dolinu i korito rijeke Zete, dolinu Širalije, postojeću željezničku prugu, magistralne i lokalne puteve, kao i druga infrastrukturna i naseljena područja. Na dionici je predviđeno pet značajnih mostova i jedan tunel, pri čemu se posebno izdvaja most Zeta, dužine 450 m. Zbog složenih morfoloških uslova terena, velikih mostovskih objekata i brojnih ukrštanja sa postojećom infrastrukturom i prirodnim vrijednostima, dionica predstavlja tehnički zahtjevan dio Autoputa Bar–Boljare.

Trasa mosta Zeta je u pravcu. Podužni nagib je 0.85%, dok je poprečni nagib 2.5% na obje strane kolovoza.

Prema podacima iz geotehničkog elaborata, osnovnu geološku građu terena na većem dijelu trase mosta čine dolomitni krečnjaci, dok se na jednom dijelu nalazi prašinasto glinoviti pijesak i prašinasta glina debljine 5-20 m, a podinu flišni kompleks (zdravi fliš). Stubovi mosta S2 i S3 su fundirani na šipovima koji, preko degradiranog sloja, zalaze u čvrstu stijensku masu dolomitnog krečnjaka, dok su stub S1 i oporci fundirani na temeljima samcima direktno na čvrstu stijensku masu.

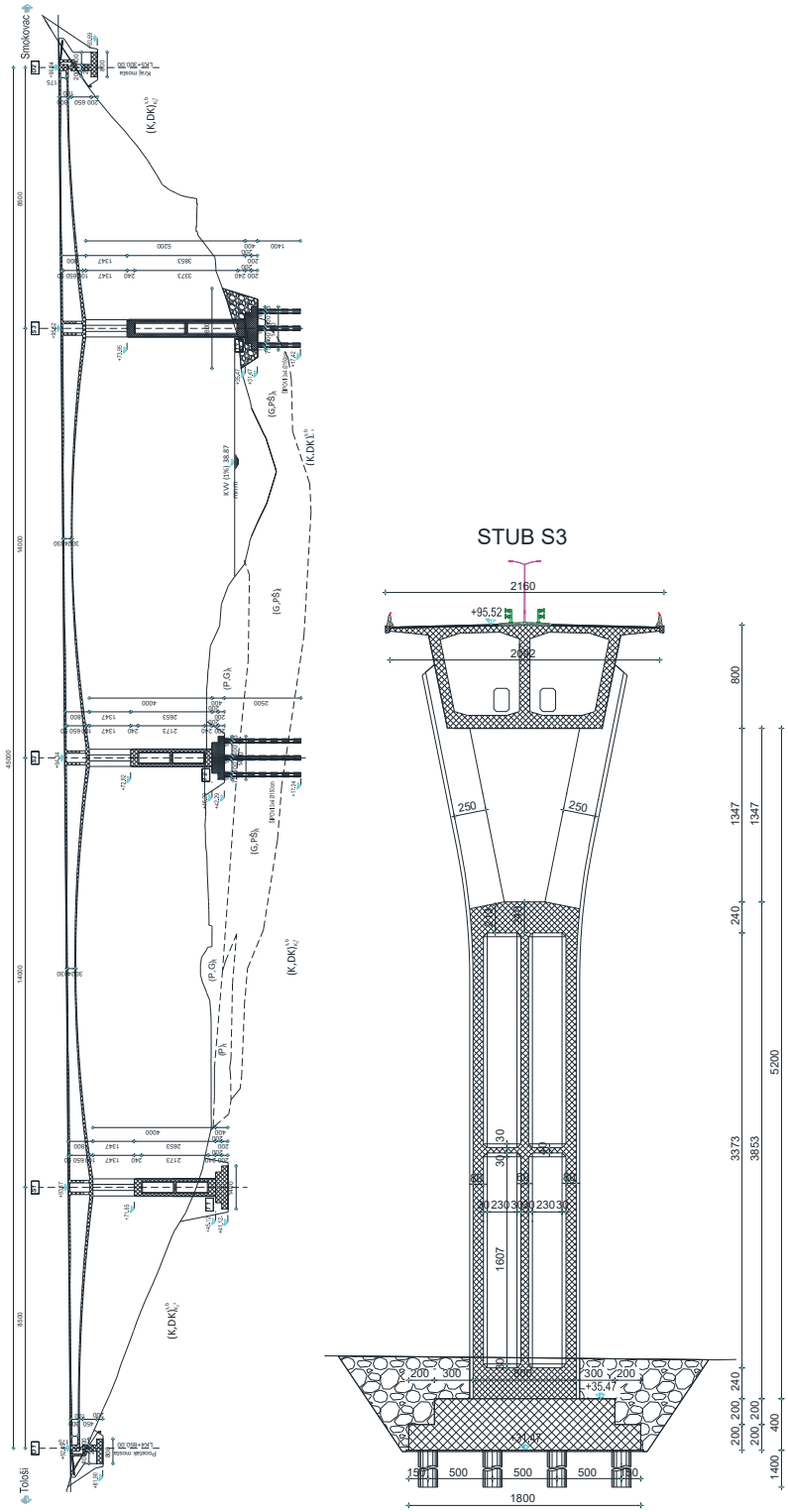
2. PROJEKTOVANO RJEŠENJE I KONCEPT KONSTRUKCIJE MOSTA

Most Zeta premošćuje korito rijeke Zete, željezničku prugu, magistralni i lokalni put i manje naselje, ukupne dužine oko 500 m i maksimalne dubine oko 70 m. Pri izboru koncepcijskog rješenja mosta vođeno je računa o njegovom izgledu i uklapanju u prirodni ambijent. S obzirom na visinu, širinu i dužinu prepreke i topologiju terena trase, za izgradnju mosta je primjenjen sistem bez klasične skele, sa što manjim brojem stubova, odnosno dužim rasponima. Imajući u vidu poželjno izbjegavanje postavljanja visokih stubova u okolini rijeke Zete, izabran je kontinualni okvirni sistem sa četiri raspona 85+140+140+85 = 450 m (slika 1). Kao takav, most je idealan za sistem slobodne konzolne gradnje rasponske konstrukcije. Ukupna dužina mosta je određena i iz uslova adekvatnog izbora visine oporaca mosta, ali i iz mogućnosti izvođenja dijela mosta, na početku i kraju, u klasičnoj skeli, što je čest slučaj prilikom primjene slobodne konzolne gradnje.

Za rasponsku konstrukciju je izabran sandučasti poprečni presjek promjenljive visine paraboličnog oblika, estetski prihvatljiv i racionalan za indicirane raspone. S obzirom da se radi o prigradskom naselju, prilikom koncipiranja stubova, vođeno je računa, kako o racionalnom tehničkom rješenju, tako i o estetskim kriterijumima. Iz ovih razloga, kod sva tri stuba su, u gornjem dijelu, pri vezi sa rasponskom konstrukcijom, projektovani dvodjelni elementi u obliku račve, koji se idealno uklapaju u prirodni ambijent (slika 1).

Dispoziciono rješenje objekta prati elemente trase puta na ovom lokalitetu. Normalni profil je u cjelini preuzet iz projekta glavne trase na dijelu mosta: širina kolovoza je 4x3.50 = 14.0 m, sa četiri ivične trake 4x0.35 m, dvije zaštitne trake 2x0.50 m, sa ivičnim vijencima i sigurnosnim betonskim ogradama 2x0.6 m i razdjelnim pojasom od širine od 4.00 m, što daje ukupnu širinu mosta od 21.60 m [1].

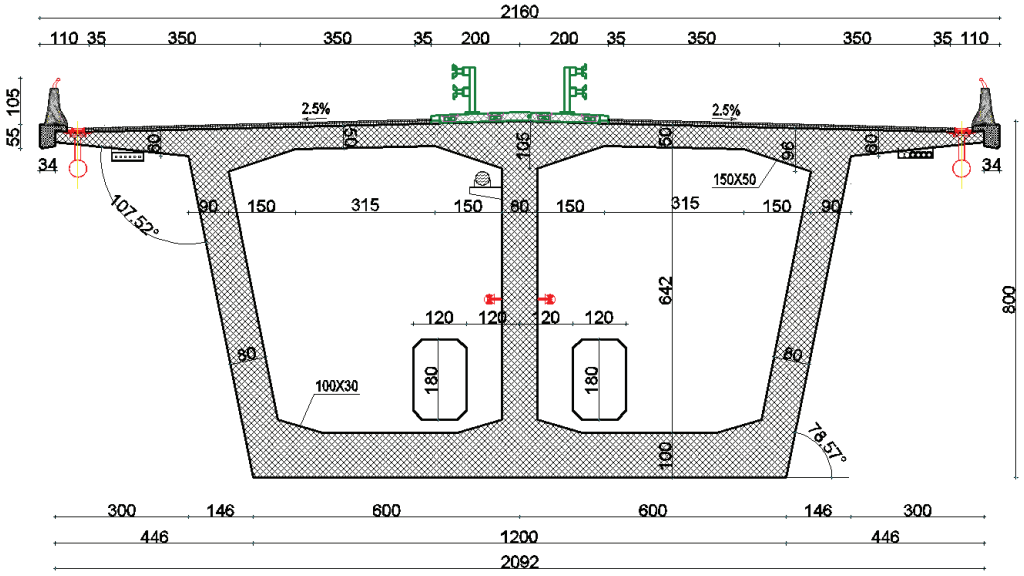
Usvojeno tehničko rješenje predstavlja kontinualni AB/PN okvirni sistem koji, kako je navedeno, ima četiri raspona 85+140+140+85 = 450 m, dok je glavna sandučasta rasponska konstrukcija mosta ukupne širine 20.92 m (slika 1).



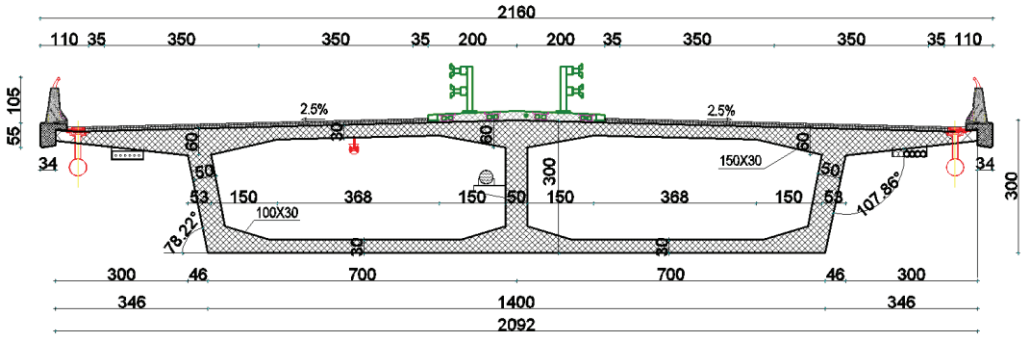
Slika 1: Dispoziciono rješenje mosta – podužni presjek mosta (lijevo) i karakteristični poprečni presjek kod stuba S3 (desno)

Iznad stubova, visina presjeka je najveća, i iznosi 8.0 m, debljine gornje ploče 50 cm, debljine donje ploče 100 cm, i debljine rebra 80 cm (slika 2). Na krajevima mosta i u sredini srednjeg raspona visina presjeka je najmanja, i iznosi 3.0 m, debljine gornje ploče 30 cm, debljine donje ploče 30 cm, i debljine rebra 50 cm (slika 3). Veza rebra sa gornjom pločom, u poprečnom presjeku, je ostvarena preko vuta dimenzija 150x30 cm, odnosno sa donjom pločom dimenzija 100x30 cm. Konzolni prepusti ploče su dužine po 3.0 m sa svake strane, promjenljive debljine od 25 do 60 cm.

Rasponska konstrukcija je kruto vezana za srednje stubove. Zbog relaksacije temperaturnih i seizmičkih uticaja i vremenski zavisnih deformacija betona, na oporcima su postavljena lončasta ležišta pomjerljiva u podužnom pravcu.

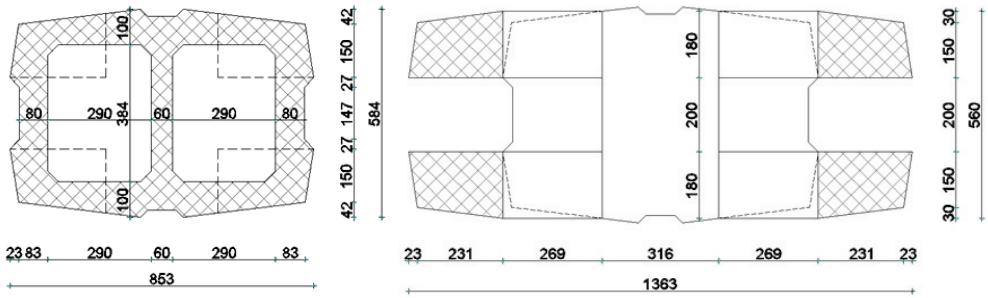


Slika 2: Karakterističan poprečni presjek rasponske konstrukcije mosta iznad stuba



Slika 3: Karakterističan poprečni presjek rasponske konstrukcije mosta u sredini raspona

Srednji stubovi su projektovani promjenljivog poprečnog presjeka, kao jednodjelni i sandučasti, i kao dvodjelni i u obliku račve (slika 4). Visine stubova od temelja do rasponske konstrukcije za stubove S1 i S2 iznosi 40 m, dok za stub S3 iznosi 52 m. Visina dvodjelnog dijela stuba, u obliku račve, promjenljivog poprečnog presjeka je 13.47 m od dna rasponske konstrukcije kod svih stubova. Dvodjelni presjek, preko krutog elementa stuba visine 2.4 m, prelazi u jednodjelni presjek u donjem dijelu stuba, sve do temelja.



Slika 4: Karakteristični poprečni presjeci stuba mosta – jednodjelnog (lijevo), na spoju sa temeljem, i dvodjelnog (desno), na spoju sa rasponskom konstrukcijom

Fundiranje stuba mosta S1 je izvršeno na temelju samcu dimenzija u osnovi 14x18 m, dok je fundiranje stubova S2 i S3 izvršeno na 12 šipova prečnika Ø150, dužine 25 m, za stub S2, i dužine 14 m, za stub S3, sve u skladu sa preporukama i podacima iz geotehničkog elaborata. Na najvećoj površini, visina temelja iznosi 4.0 m, dok na krajevima, visina temelja iznosi 2.0 m. Za stub S3 koji se jednim dijelom nalazi u koritu rijeke, sprovedene su mjere zaštite temelja od podlokavanja upotrebom kamene obloge D50 = 0.60 m.

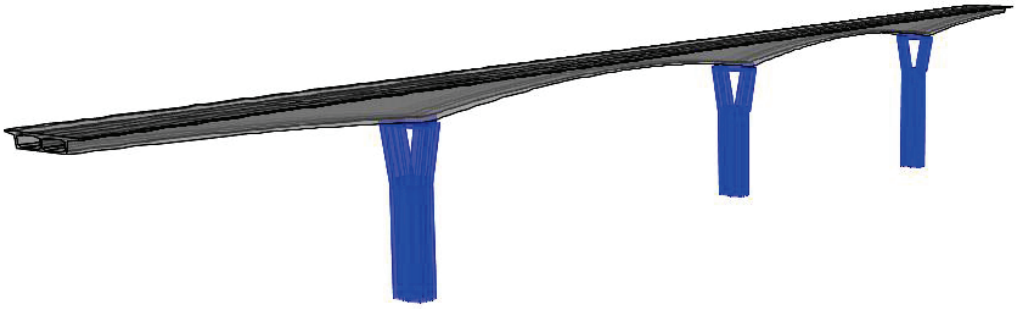
Obalni stubovi (oporci) su projektovani kao masivni elementi. Visina stuba oporaca, iznad temelja, je 4.5 m, za oporac O1, i 6.5 m, za oporac O2. Temelji oporaca su dimenzija 8.0x21.3x2.0 m. Nasip iza oporaca se zadržava preko krila, upravnih na stub, debljine 60 cm. U stubu oporaca je formirana komora za kontrolu oslanjanja i pregled dilatacije sa donje strane. Lončasta ležišta na oporcima se oslanjaju na AB ležišne kvadere dimenzija 80x80x70 cm.

Na početku i kraju mosta, na vezi oporaca i rasponske konstrukcije, projektovane su vodonepropusne visokokvalitetne čelične dilatacione spojnice za slobodna pomjeranja do 500 mm. Ograda mosta u zoni ivičnih vijenaca, izvedenih na konzolama rasponske konstrukcije, formirana je od masivne betonske sigurnosne ograde nivoa zaštite H2-W2, sa hladno oblikovanim cjevastim profilima duž gornje ivice.

Kolovozna površina zaštićena je savremenim hidroizolacionim sistemom na bazi bitumenskih traka, dok su unutrašnje površine oporaca u zoni kontakta sa nasipom zaštićene bitumenskim premazom. Sistem odvodnjavanja obuhvata mostovske slivnike i cjevovodni sistem za prikupljanje i odvođenje vode do zatvorenog sistema za prečišćavanje.

3. PRORAČUN KONSTRUKCIJE MOSTA

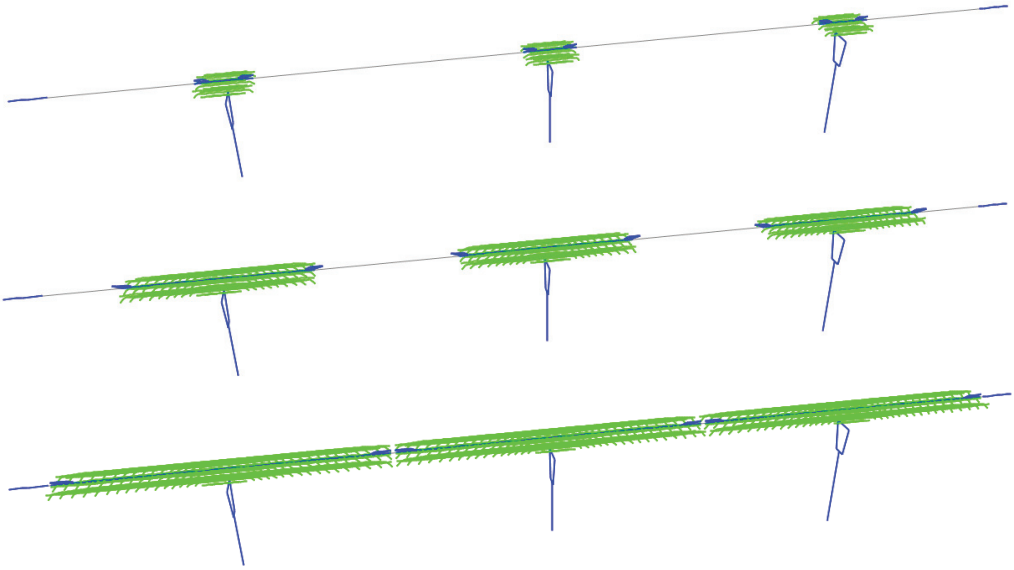
Na osnovu usvojene geometrije mosta formiran je numerički proračunski model primjenom konačnih elemenata u programskom paketu CSiBridge (slika 5). Analiza konstrukcije sprovedena je u skladu sa važećim crnogorskim standardima MEST EN [2] [3] [4] [5] [6] [7], uz obuhvatanje osnovnih, promjenljivih i seizmičkih dejstava i odgovarajućih kombinacija dejstava.



Slika 5: Proračunski 3D model mosta formiran u CSiBridge

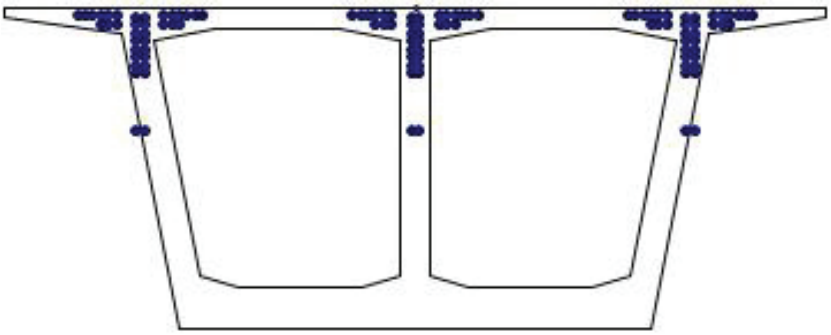
Kako je izgradnja rasponske konstrukcije predviđena metodom uravnotežene slobodne konzolne gradnje, simetričnim napredovanjem konzola sa srednjih stubova u 17 segmenata lijevo i desno od svakog stuba po dužinama 6x3 m+6x3.75 m+5x4.5 m (slika 6), nakon izvođenja svakog segmenta i dostizanja zahtijevane čvrstoće betona, vrši se sukcesivno prednaprezanje pripadajućih kablova za konzolnu gradnju. Usvojena je višestruko kombinovana linearna i parabolična trasa kablova duž segmenata, koji se fazno aktiviraju u skladu sa napredovanjem konzole (slika 7), čime se obezbjeđuju potrebna nosivost i stabilnost konstrukcije tokom izgradnje.

Slika 6: Karakteristične faze izgradnje rasponske konstrukcije mosta

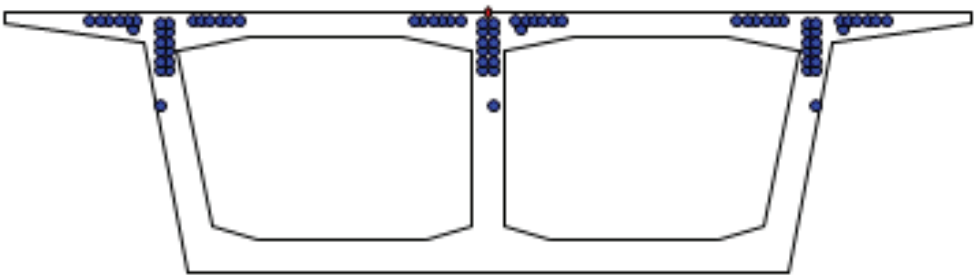


Slika 7: Trasa kablova kroz karakteristične faze izgradnje rasponske konstrukcije mosta

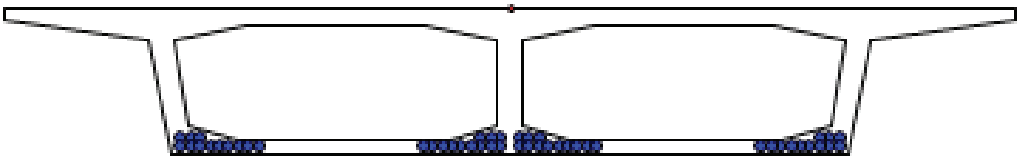
Rasponska konstrukcija je prethodno napregnuta kablovima tri osnovna tipa, raspoređenim u rebrima, gornjoj i donjoj ploči sandučastog presjeka, klase čelika 1670/1860 MPa. U gornjoj ploči i rebrima primijenjeni su kablovi sa 19 užadi Ø15.7 mm (slike 8 i 9), dok su u donjoj ploči, za sve raspone, primijenjeni kablovi sa 15 užadi Ø15.7 mm (slika 10). Nakon spajanja susjednih konzola izvođenjem zatvarajućih segmenata, aktiviraju se kablovi u donjoj zoni rasponske konstrukcije, koji u konačnom stanju obezbjeđuju potrebnu nosivost za pozitivne momente u rasponima i doprinose kontinualnom djelovanju rasponske konstrukcije mosta.



Slika 8: Šematski raspored kablova iznad oslonca u gornjoj ploči i u rebru (19Ø15.7)



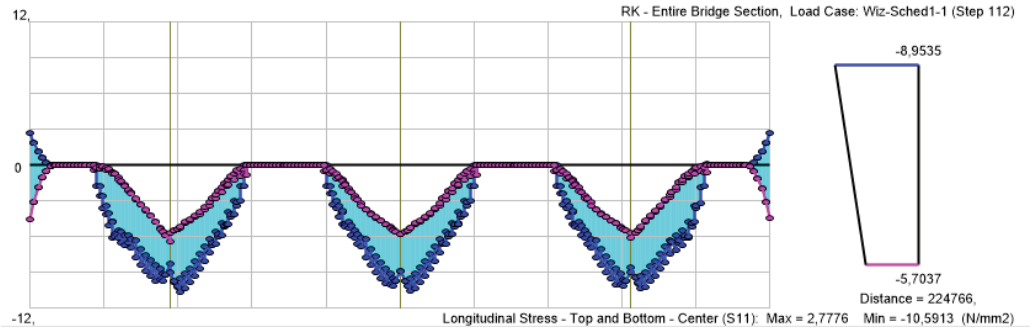
Slika 9: Šematski raspored kablova u 5. segmentu u gornjoj ploči i u rebru (19Ø15.7)



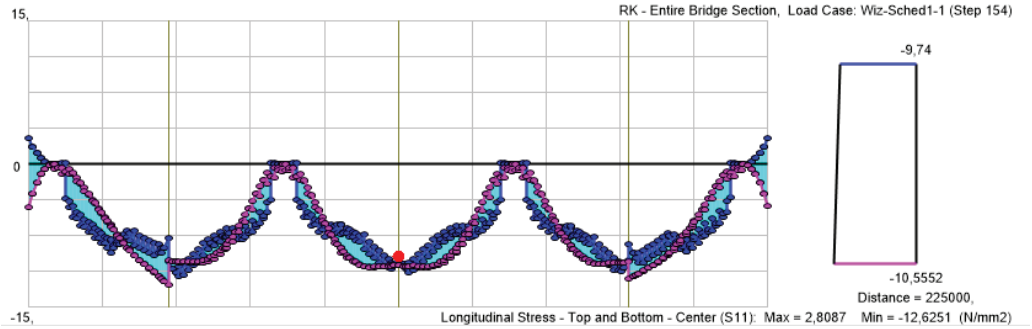
Slika 10: Šematski raspored kablova u donjoj ploči u sredini srednjeg raspona (15Ø15.7)

Proračunskim modelom obuhvaćeni su uticaji fazne izgradnje i vremenski zavisnih deformacija betona, pri čemu su promjene čvrstoće betona i modula elastičnosti, kao i efekti tečenja i skupljanja, modelirani odgovarajućim funkcijama zavisnosti od vremena, u skladu sa [4]. Analizom svih faza izgradnje i mjerodavnih kombinacija dejstava izvršena je provjera naponskog i deformacionog stanja rasponske konstrukcije duž cijele njene geometrije. Dobijeni rezultati potvrđuju da naponi u karakterističnim presjecima ostaju u okviru propisanih granica, dok su registrovane deformacije u dozvoljenim vrijednostima. Geometrija rasponske konstrukcije tokom izvođenja kontroliše se odgovarajućim podešavanjem nadvišenja oplate, čime se obezbjeđuje projektovani oblik konstrukcije u konačnom stanju.

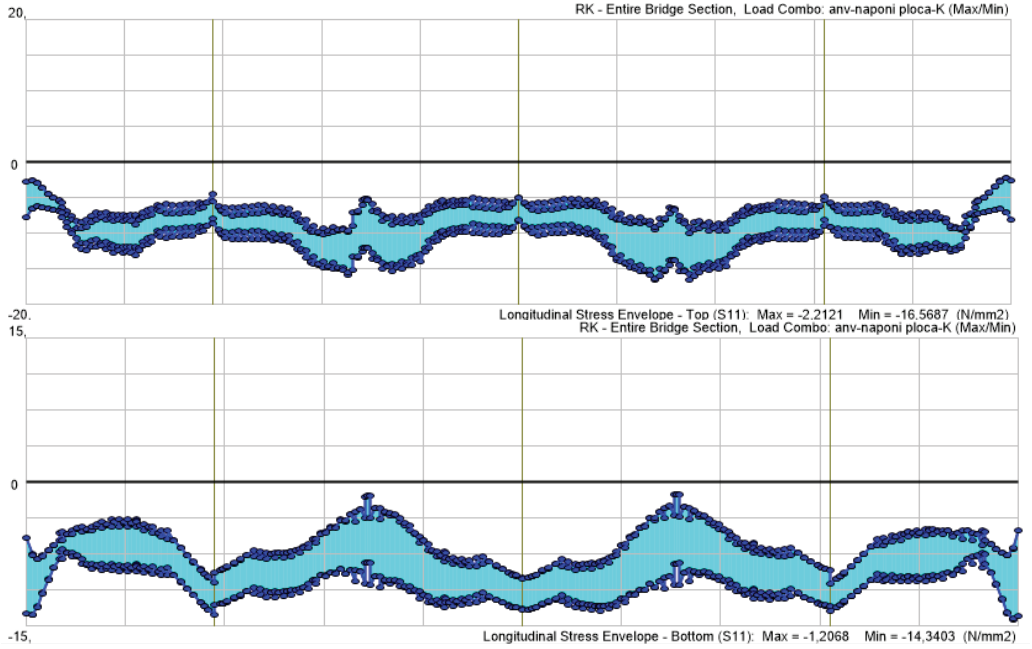
Na slikama 11 i 12 su prikazane vrijednosti napona za fazu izgradnje, dok su na slici 13 prikazane vrijednosti napona za fazu eksploatacije. U svim presjecima je obezbijeđeno trajno stanje pritiska, pri čemu su maksimalni proračunski naponi ograničeni na 27 MPa za karakterističnu, odnosno 20.25 MPa za kvazistalnu kombinaciju dejstava, za beton klase C45/55.



Slika 11: Karakteristični naponi u rasponskoj konstrukciji u fazi izgradnje



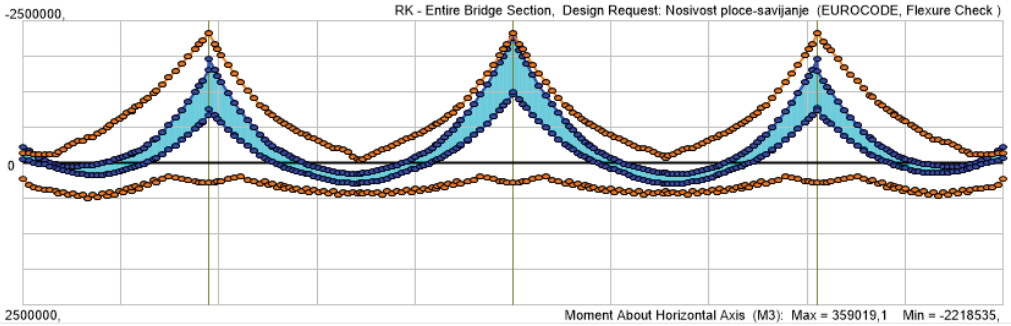
Slika 12: Naponi u rasponskoj konstrukciji prilikom izgradnje posljednjeg segmenta



Slika 13: Anvelopa napona na gornjoj i donjoj ivici rasponske konstrukcije u fazi eksploatacije za neseizmičku karakterističnu proračunsku situaciju

Provjera graničnih stanja nosivosti rasponske konstrukcije izvršena je za dominantna dejstva savijanja i smicanja. Na osnovu dobijenih anvelopa unutrašnjih sila i raspoložive nosivosti karakterističnih presjeka, izvršena je provjera duž cijele rasponske konstrukcije, za gornju i donju

zonu presjeka. U proračun nosivosti uključena je ukupna armatura, odnosno kablovi za prednaprezanje i meka armatura u gornjoj i donjoj zoni ploče. Rezultati analize potvrđuju da su zahtjevi u pogledu nosivosti na savijanje (slika 14) i smicanje ispunjeni u svim presjecima za mjerodavne kombinacije dejstava.



Slika 14: Anvelopa momenata savijanja za granično stanje nosivosti i nosivost presjeka duž rasponske konstrukcije mosta

Za seizmičko opterećenje usvojeni su projektni spektri prema MEST EN 1998-1 [5], sa prigušenjem od 5%, pri čemu je za povratni period T = 95 godina, koji odgovara maksimalnom ubrzanju tla a_{95R} = 0.11g, usvojen faktor ponašanja q = 1.0, dok je za povratni period T = 475 godina, sa maksimalnim ubrzanjem tla a_{475R} = 0.243g, usvojen faktor ponašanja q = 1.5.

Za usvojenu armaturu stubova sa procentom armiranja od 1.5% za donji-jednodjelni presjek, i procentom armiranja od cca 3.0% za gornji-dvodjelni presjek, kontrolisana je nosivost na savijanje i smicanje u neseizmičkim i seizmičkim proračunskim situacijama.

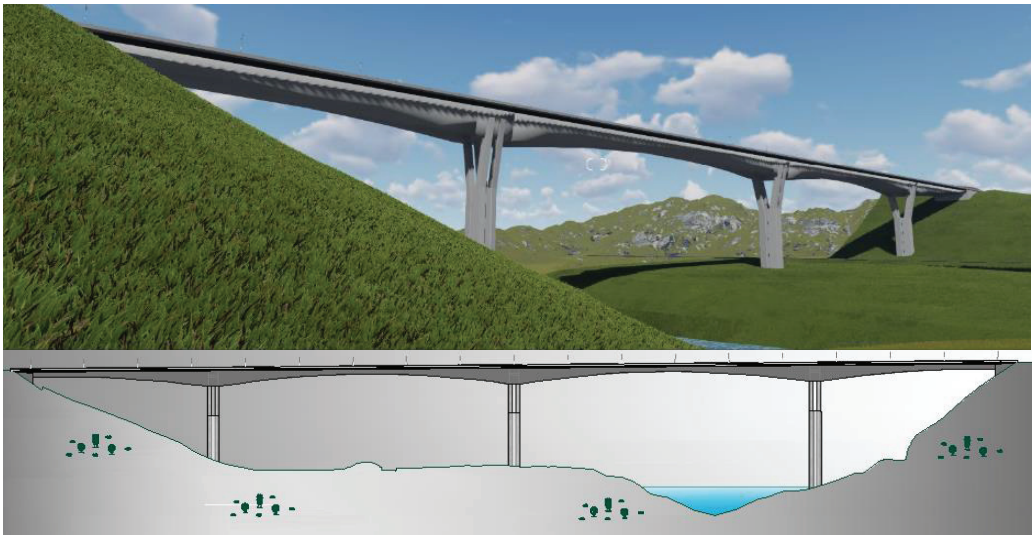
Proračun oporaca, temelja i temeljne konstrukcije na šipovima sproveden je uz interakciju sa tlom koje je modelirano elastičnim elementima odgovarajuće krutosti, u programskom paketu Tower 8. Izvršena je analiza nosivosti svih šipova.

4. TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA MOSTA

Izgradnja mosta započinje izvođenjem bušenih šipova za temeljenje srednjih stubova, nakon čega se izvode temelji i stubovi, uključujući oporce i srednje stubove. Izgradnja rasponske konstrukcije organizovana je primjenom tehnologije segmentne uravnotežene slobodne konzolne gradnje, sa istovremenim napredovanjem konzola u oba smjera od svakog srednjeg stuba. Nakon izvođenja osnovnog segmenta iznad stuba, na posebno formiranoj oplati i skeli, vrši se prednaprezanje pripadajućih kablova, nakon čega se uklanjaju početna skela i oplata i postavlja viseća mostovska skela sa oplatom – krletka. U nastavku se segmenti izvode sukcesivno, pri čemu se u svakoj fazi u krletki postavljaju oplata i armatura, vrši betoniranje, a nakon dostizanja 70% projektovane čvrstoće betona prednapreže se 100% predviđenih kablova za dati segment. Po završetku ciklusa, krletka se pomjera u naredni položaj, gdje se postupak ponavlja do završetka konzole. Sa svakog srednjeg stuba izvodi se po 17 segmenata na obje strane, sa dužinama segmenata 6x3 m+6x3.75 m+5x4.5 m. Viseća mostovska skela sa pripadajućom oplatom omogućava objedinjavanje svih ključnih operacija izgradnje segmenta – formiranje oplate, ugradnju armature, betoniranje i prednaprezanje. Nakon završetka konzolne gradnje pristupa se izvođenju zatvarajućih segmenata u sredinama raspona i u zonama krajnjih oslonaca, čime se ostvaruje konačna geometrija i kontinuitet rasponske konstrukcije.

Primijenjena tehnologija omogućava izvođenje jednog segmenta, odnosno kompletnog ciklusa gradnje, za približno četiri sedmice. Zahvaljujući sukcesivnom preklapanju pojedinih faza rada, kompletna rasponska konstrukcija mosta može se izvesti za približno 18 mjeseci, uz angažovanje šest kompleta viseće mostovske skele i oplate.

Rezultati 3D vizuelizacije mosta (slika 15) ukazuju na to da je objekat adekvatno uklopljen u postojeći ambijent, bez značajnijeg narušavanja prirodnih i vizuelnih karakteristika predmetne lokacije.



Slika 15: Izgled mosta Zeta

5. ZAKLJUČAK I DOPRINOS

Projektovanje mosta Zeta predstavlja primjer primjene savremenih proračunskih i konstruktivnih rješenja za savladavanje složenih prostornih, geometrijskih i tehnoloških zahtjeva pri realizaciji velikog prethodno napregnutog mosta metodom segmentne uravnotežene slobodne konzolne gradnje.

Investitor objekta je Vlada Crne Gore, odnosno državna kompanija «Monteput» zadužena za upravljanje, održavanje i razvoj putne infrastrukture od državnog značaja. Prvi autor ovog rada je angažovan od strane firme «CDS Project» iz Podgorice, i odradio je kompletan proračun konstrukcije mosta. Drugi autor rada je odgovorni projektant mosta koji je uradio idejno rješenje. Treći i četvrti autor rada su odradili kompletnu grafičku dokumentaciju mosta.

REFERENCE

[1] Ulićević M., Baša N., Božović M., Kandić S.: Građevinski projekat mosta Zeta, decembar 2025.

[2] MEST EN 1991-2: Eurokod 1 - Dejstva na konstrukcije – Dio 2: Saobraćajno opterećenje na mostovima

[3] MEST EN 1992-1: Eurokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija – Opšta pravila i pravila za zgrade

[4] MEST EN 1992-2: Eurokod 2 - Projektovanje betonskih konstrukcija - Betonski mostovi - Pravila projektovanja i izrada detalja.

[5] MEST EN 1998-1: Eurokod 8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Dio 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade

[6] MEST EN 1998-2: Eurokod 8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Dio 2: Mostovi

[7] MEST EN 1998-5: Eurokod 8: Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija - Dio 5: Temelji, potporne konstrukcije i geotehnički aspekti

S-22
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026001T

Faris Trešnjo[1], Salko Kulukčija[2], Esad Žuškić[2], Mustafa Humo[3], Enida Mališević[4]

RESEARCH AND CONSERVATION WORKS AT THE OLD TOWN OF BJELAJ

Summary: The Old Town of Bjelaj (Bilaj), located near Bosanski Petrovac, represents a complex fortification system characterized by layered traces of prehistoric, medieval, and Ottoman built heritage. This paper focuses on the assessment of the current condition and the proposed conservation measures for the ramparts and the tower of the medieval part, which have been significantly degraded due to erosion processes and biological colonization. The planned interventions include the partial reconstruction of the eastern rampart, replacement of missing stone elements, rehabilitation of wall crowns, and systematic removal of invasive vegetation. The use of traditional materials, namely hydraulic and hydrated lime and locally sourced stone, is envisaged, along with temporary stabilization measures to ensure structural safety during the intervention process. The final phase involves recognizable additions aimed at providing controlled access while preserving the authentic historical values of the site.

Keywords: rehabilitation, restoration, conservation interventions, biological degradation

ISTRAŽIVAČKI I KONZERVATORSKO-RESTAURATORSKI RADOVI NA STAROM GRADU BJELAJ

Rezime: Stari grad Bjelaj (Bilaj), smješten u blizini Bosanskog Petrovca, predstavlja kompleksan fortifikacijski sklop sa slojevima prahistorijskog, srednjovjekovnog i osmanskog graditeljskog nasljeđa. Prema postojećim podacima, bedemi su građeni od lomljenog kamena zidanog u krečnom malteru, pri čemu su danas vidljiva značajna oštećenja nastala djelovanjem erozije i bioloških naslaga. Rad se bavi analizom postojećeg stanja te prijedlogom mjera sanacije bedema i kule srednjovjekovnog dijela. Planirane intervencije obuhvataju djelimičnu rekonstrukciju istočnog bedema, obnovu nedostajućih kamenih elemenata, sanaciju kruna bedema te sistematsko uklanjanje invazivne vegetacije. Predviđena je primjena tradicionalnih materijala, hidrauličnog i hidratisanog kreča te lokalnog kamena, uz privremene mjere stabilizacije. Završna faza uključuje prepoznatljive dodatke u cilju osiguranja kontrolisanog pristupa i očuvanja autentičnih historijskih vrijednosti lokaliteta.

Ključne reči: sanacija, restauracija, konzervatorski radovi, biološka degradacija

[1] Društvo za projektovanje, savjetovanje i istraživanje u građevinarstvu Interprojekt Mostar, 88000 Mostar, Bosna i Hercegovina, faris@interprojekt.ba
[2] Društvo za projektovanje, savjetovanje i istraživanje u građevinarstvu Interprojekt Mostar, 88000 Mostar, Bosna i Hercegovina
[3] Član međunarodnog komiteta ISCARSAH, 88000 Mostar, Bosna i Hercegovina
[4] Zavod za izgradnju Kantona Sarajevo, 71000 Sarajevo, Bosna i Hercegovina

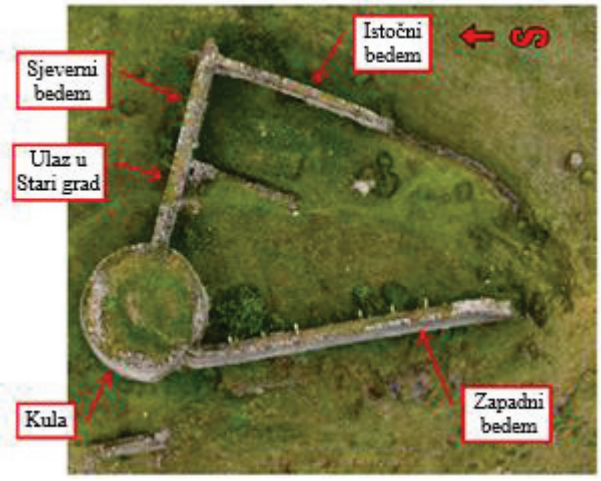
1. UVOD

Stari grad Bjelaj, u literaturi često označen i kao Bilaj, predstavlja složenu stratigrafsku i funkcionalnu cjelinu čiji razvoj obuhvata tri jasno diferencirana historijska perioda: prahistorijsko razdoblje, srednji vijek i period Osmanskog carstva. Prostorna organizacija lokaliteta odražava njegovu višeslojnu historijsku strukturu i kontinuitet naseljavanja. Zbog svoje historijske i kulturne vrijednosti, Stari grad Bjelaj proglašen je nacionalnim spomenikom Bosne i Hercegovine, u skladu s odlukom Komisije za očuvanje nacionalnih spomenika Bosne i Hercegovine [1] čime je potvrđen njegov značaj u kontekstu zaštite i valorizacije kulturno-historijskog naslijeđa.

Smješten iznad doline, na uzvišenom platou dužine približno 850 m, Stari grad Bjelaj zauzimao je istaknutu stratešku poziciju, što se odrazilo na njegov značaj u vojno-političkom kontekstu šire regije. Najraniji pisani izvori o ovom lokalitetu potiču iz 1495. godine [2], kada se navodi kao posjed Gašpara Perušića **Error! Reference source not found.**. U narednim decenijama, razvoj događaja bio je obilježen širenjem Osmanskog carstva, u okviru kojeg je Bjelaj tokom 1530-ih godina uključen u novi upravno-teritorijalni sistem. Već 1540. godine u izvorima se bilježi postojanje nahije Bjelaj-Blagaj [3], što potvrđuje njegov administrativni značaj u ranom periodu osmanske uprave. Uprkos ranijem značaju, lokalitet je napušten 1838. godine [4], čime je okončana njegova aktivna funkcija u regionalnom prostoru.

Dugotrajna zapuštenost rezultirala je značajnim oštećenjima i narušenom stabilnošću objekta, što ukazuje na potrebu za hitnim intervencijama. Uočeni oblici degradacije uključuju gubitak kohezije zidnog tkiva, lokalna urušavanja te progresivno propadanje materijala uslijed atmosferskih i bioloških utjecaja. Projekt je usmjeren na očuvanje srednjovjekovnog dijela utvrde primjenom savremenih pristupa konzervaciji i restauraciji, u skladu s principima zaštite kulturno-historijskog naslijeđa. Planirane mjere obuhvataju sanaciju bedema, konstruktivnu stabilizaciju oštećenih zona, uklanjanje bioloških naslaga te obnovu fuga i degradiranih elemenata, s ciljem očuvanja autentičnosti i osiguranja dugoročne stabilnosti.

Za potrebe izrade projektne dokumentacije provedeno je lasersko skeniranje i fotogrametrijsko snimanje objekta (Slika 1). Ove metode omogućile su visoku prostornu preciznost prikupljenih podataka, koji su korišteni za generisanje ortofoto prikaza fasada i trodimenzionalnog modela u formi oblaka tačaka. Dobijeni digitalni model predstavlja pouzdanu osnovu za analizu postojećeg stanja i izradu preciznih tehničkih rješenja u okviru planiranih intervencija.



Slika 1: Stari grad Bjelaj, srednjovjekovni dio (pogled odozgo) [5]

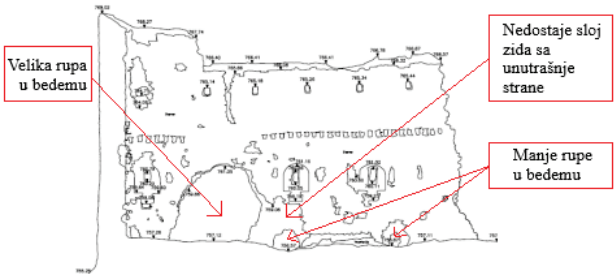
2. ISTRAŽIVAČKI I KONZERVATORSKO-RESTAURATORSKI RADOVI

2.1. OPIS POSTOJEĆEG STANJA

Analiza postojećeg stanja bedema i kule ukazuje na značajne probleme u vidu oštećenja usljed dugotrajne zapuštenosti i neodržavanja. Uočene su pukotine i lokalna oštećenja usljed gubitka materijala, uz izraženu degradaciju maltera i prisutnost bioloških naslaga. Veći dio bedema na južnoj strani, potpuno je srušen, sa djelimično vidljivim ostacima. Prema postojećim podacima, bedemi su građeni od lomljenog kamena i krečnog maltera [5].

2.1.1. Strukturna oštećenja i nestabilnosti

Na istočnom bedemu evidentirano je značajno oštećenje u vidu otvora dimenzija približno 3,5 × 3,9 m. Pored ove rupe, na istom bedemu uočeno je nekoliko manjih oštećenja i pukotina (Slika 2a). Nedostaci su vidljivi i na drugim dijelovima zidova, gdje nedostaje jedan ili više kamenih blokova, posebno na vanjskim i unutrašnjim površinama istočnog i zapadnog bedema, kao i na vanjskoj strani kule. Na gornjim dijelovima i krunama zidova i kule prisutno je rastinje, a nedostaju i kameni blokovi, te malter u fugama (Slika 2b).



a)

b)

Slika 2: a) Istočni bedem (unutrašnja strana); b) Zapadni bedem (unutrašnja strana), prikaz kruna i vertikalnog završetka [5]

2.1.2. Stanje fuga

Fuge pokazuju različit stepen očuvanosti. Klasifikovane su u tri tipa:

Tip 1: Izrazito isprane fuge, koje ukazuju na ozbiljan stepen erozije (slika 3a);
Tip 2: Djelimično isprane fuge (slika 3b);
Tip 3: Dobro očuvane fuge koje ne zahtijevaju sanaciju (slika 3c).

Često se različiti tipovi fuga pojavljuju zajedno na istim površinama što zahtijeva pažljiv pristup u sanaciji.

a) *b)* *c)*

Slika 3: Tipovi fuga [5]

2.1.3. Biološke naslage i njihovi uticaji

Na zidovima bedema i kule, te u parteru kompleksa, prisutne su biološke naslage koje dodatno doprinose degradaciji kamena (Slika 4a). Uočene su kolonije lišajeva (Slika 4b), od žutih do narandžasto-crvenih nijansi, kao i mahovina (Slika 4c) i razne vrste vaskularnih biljaka. Ovo rastinje dodatno ugrožava stabilnost zidova, jer svojim korijenjem prodire u pukotine i ubrzava propadanje materijala.

a) *b)* *c)*

Slika 4: a) Veliki grmovi u parteru; b) Mahovine; c) Lišajevi [5]

2.1.4. Pukotine

Iako nisu uočene brojne pukotine na bedemima i kuli, prisutne pukotine jasno su dokumentovane (Slika 5) i zahtijevaju konzervatorsku obradu.

Slika 5: Pukotine u zidovima kule

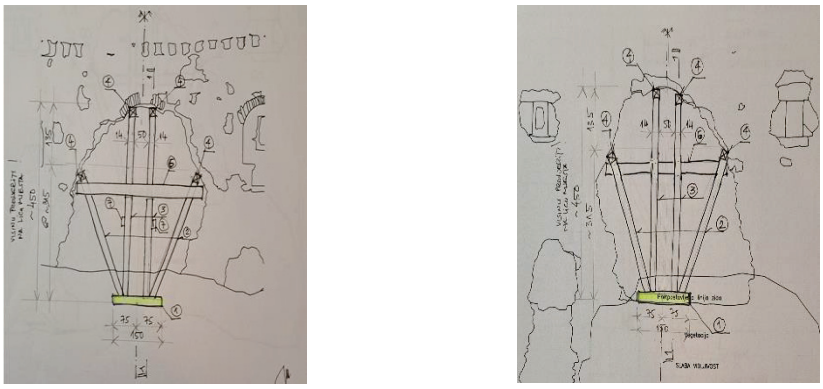
2.2. TEHNIČKI OPIS INTERVENCIJA

Projektom su predviđene sljedeće intervencije [5]:

- Djelimično zaziđivanje velike rupe na istočnom bedemu uz prethodnu privremenu stabilizaciju,
- Zaziđivanje pojedinačnih rupa i udubljenja,
- Sanacija kruna bedema i kule,
- Obnavljanje fuga,
- Sanacija pukotina,
- Tretman bioloških naslaga,
- Izrada novog metalnog stepeništa za ulaz u kulu.

2.2.1. Djelimično zaziđivanje velike rupe na istočnom bedemu uz prethodnu privremenu stabilizaciju

U sklopu hitnih (privremenih) mjera predviđeno je postavljanje drvene potporne konstrukcije u području velike rupe na istočnom bedemu kako bi se spriječilo daljnje propadanje i nestabilnost zida (Slika 6).



a) *b)*

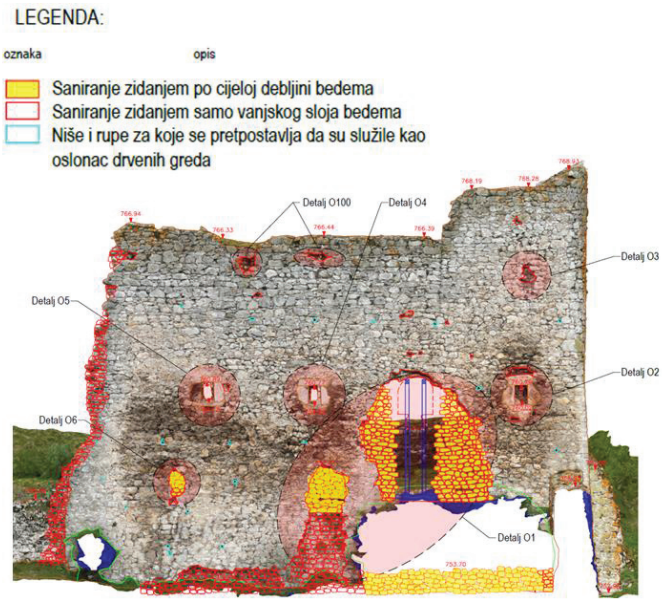
Slika 6: Hitne mjere podupiranja - istočni bedem: a) unutra; b) vani

Rupa širine 3,50 m i visine 3,90 m će se djelimično zazidati, uz prethodno postavljanje privremene drvene podgrade (Slika 7), kao i zaštitne skele. Predviđena je veza između novog i

postojećeg ziđa pomoću ankera Ø8 mm od nehrđajućeg čelika, dok će se fuge ostaviti nepopunjene do dubine 2 cm za kasnije završno fugiranje. Zidanje će se izvoditi malterom od hidrauličnog kreča NHL 3.5 i pijeska (1:3).

2.2.2. Zaziđivanje ostalih rupa i obnova slojeva ziđa

Rupe će se zatvarati kao što je opisano za istočni bedem, uz povezivanje postojećeg i novog ziđa ankerima Ø8 mm na svakih 1 m². Nedostajući kameni blokovi će biti dozidani prema planiranim nacrtima, dok će ležišta za ranije drvene grede biti sanirana fugiranjem.



Slika 7: Primjer nacrta sa mjerama sanacije i konzervacije

2.2.3. Lokalna sanacija kruna i vertikalnih završetaka bedema i kule

Krune bedema i kule biće očišćene od bioloških naslaga i sanirane (Slika 8). Potrebno je lokalno sanirati/prezidati loše vezane kamene blokove, a fuge popuniti do vrha kamena. Za zidanje i fugiranje na ovom dijelu koristiti malter na bazi prirodnog hidrauličnog kreča NHL 3.5.

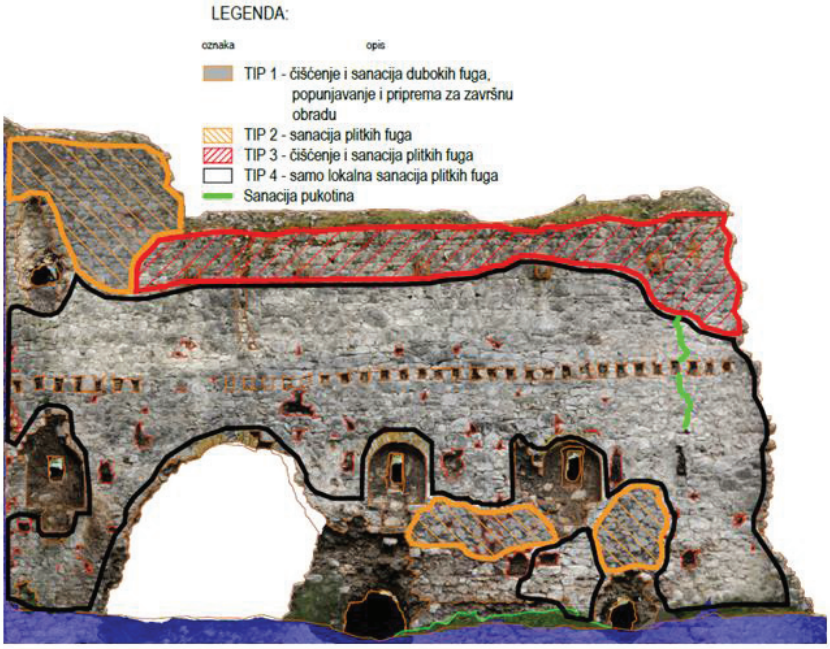
Slika 8: Primjer nacrta sa mjerama sanacije i konzervacije

2.2.4. Obnavljanje i sanacija fuga

Uočena su tri tipa stanja fuga: izrazito isprane, djelimično isprane i dobro očuvane. U zavisnosti od oštećenja, fuge će se čistiti ručnim alatima i obnavljati malterom na bazi hidrauličnog i gašenog hidratisanog kreča (Slika 9).

Duboke fuge obnoviti malterom na bazi prirodnog hidrauličnog kreča NHL 3.5 u omjeru kreč:pijesak=1:3. Duboke fuge obnoviti do dubine 2 cm od lica kamena.

Plitke fuge koje uključuju završno fugiranje dubokih fuga raditi malterom na bazi gašenog hidratisanog kreča, vlakana od kudelje i pijeska, u omjeru kreč:pijesak=1:3. Može se korititi i manji udio pijeska u cilju bolje ugradljivosti, što treba ispitati na probnom polju. Plitke fuge završno ostaviti upuštene u odnosu na lice kamena, rubovi kamena ostaju čisti od maltera i jasno vidljivi.

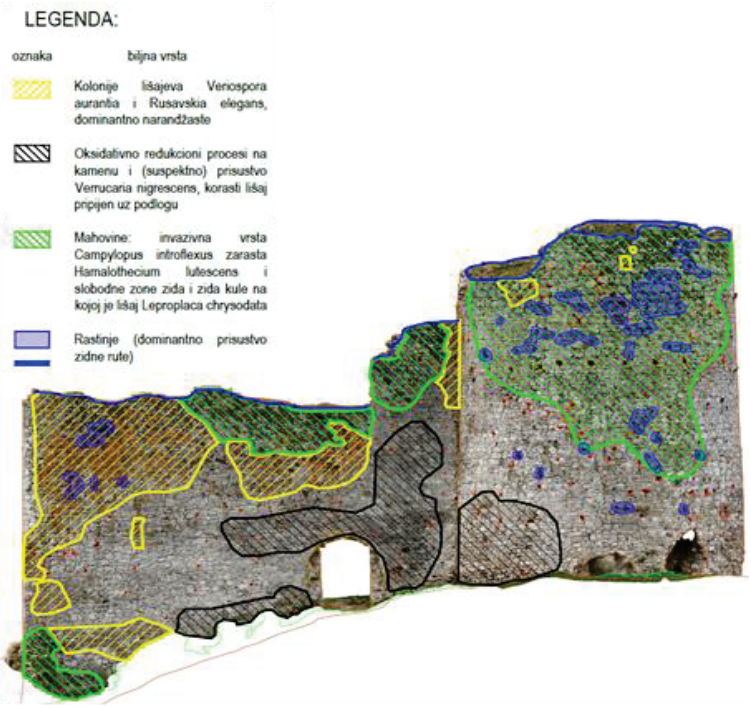


Slika 9: Primjer nacrta sa mjerama sanacije fuga i pukotina

Pukotine će se sanirati vađenjem oštećenih blokova i njihovom zamjenom zdravim blokovima. Fuge će biti sanirane prema prethodno opisanoj metodi.

2.2.5. Tretman bioloških naslaga

Predviđeno je zadržavanje određenih lišajeva na gornjim dijelovima bedema, dok će ostale biološke naslage biti uklonjene biocidima (Slika 10). Izbor biocida će biti prilagođen specifičnim naslagama, u skladu s preporukama proizvođača. Na narednim stranicana, tabelarno (Tabela 1) su dati opisi bioloških naslaga sa položajem na objektu, odgovarajućim tretmanom i dodatnim napomenama [5].



Slika 10: Primjer nacrta sa mjerama sanacije bioloških naslaga

Tabela 1: Tabelarni prikaz tretmana bioloških naslaga

Biljna vrsta	Mjesto na objektu	Tretman	Napomena
Lišajevi (*Variospora aurantia*, *Rusavskia elegans*)	Vertikalne površine kule i bedema	Zadržati osim na površini fuga koje se obnavljaju	Spori rast; mala štetnost; doprinos naslijeđu i estetici
Oksidativne promjene i lišaj (*Verrucaria nigrescens*)	Vertikalne površine kule i bedema	Mehaničko čišćenje (bez vode) + biocid	Ponavljati do zadovoljavajućeg efekta
Mahovine (Campylopus introflexus, Homalothecium lutescens)	Vertikalne površine	Pažljivo mehaničko uklanjanje + biocid	Zbog prisustva lišajeva i algi
Rastinje (zeljaste biljke, niski grmovi)	Vertikalne i horizontalne površine	Ručno uklanjanje iz korijena	Izvoditi u povoljnim vremenskim uslovima
Rastinje (Micromeria sp., Taraxacum officinale, itd.)	Krov kule	Zadržati	Privremeno sprječava prodor vode

Za sve intervencije predviđa se izrada probnog polja 2x1 m, na osnovu kojeg se po odobrenju nadzora, mogu nastaviti radovi.

Za tretman (suspektivno) korastog lišaja biocidom koristiti Platinum Micro Masonry Biocid, biocid širokog spektra primjene ili odgovarajući proizvod. Za tretman mahovina biocidom

koristiti SoluGuard Multi-Surface Biocide ili odgovarajući proizvod. Bilo koji odabrani proizvod mora biti odgovarajući za tretiranu biljnu naslagu i njenu podlogu.

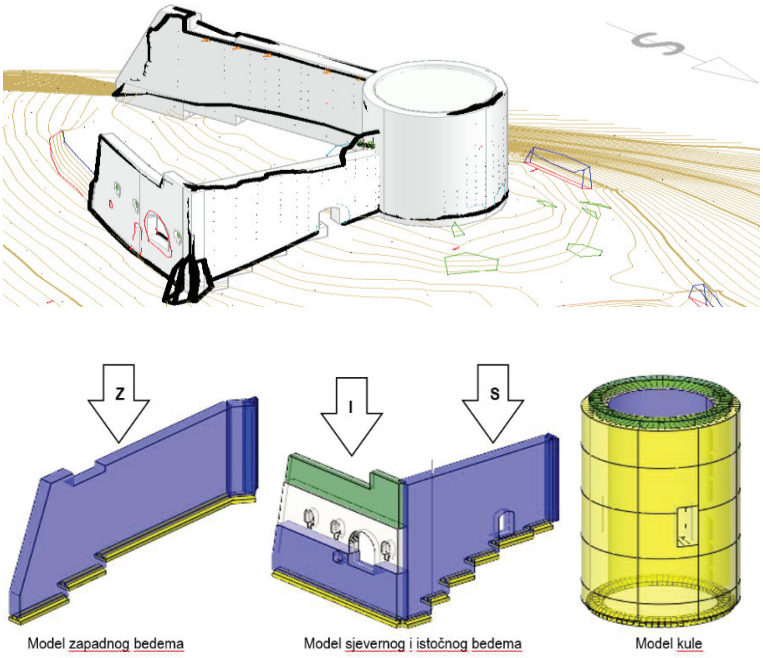
2.2.6. Novo metalno stepenište za ulaz u kulu

Biće instalirano dvokrako metalno stepenište s gazištima i ogradom od galvaniziranog čelika. Konstrukcija uključuje stubove HOP 200x6.3 i navojne anker šipke Ø16 mm, uz upotrebu poliesterskog ljepila za kamen. Na ulazu u kulu planirana su jednokrilna vrata s rešetkastom ispunom. Nova metalna konstrukcija je jasno vidljiv dodatak i može biti uklonjena ukoliko se u budućnosti predvidi neko drugo rješenje [5].

2.3. STATIČKI PRORAČUN

U sklopu projekta urađen je i statički proračun (Slika 11) na djelovanje vlastite težine, snijega, vjetra i seizmičkog opterećenja (ekvivalentno statičko opterećenje). Zapreminska težina i čvrstoća kamena na pritisak dobijeni su iz laboratorijskih ispitivanja. Hemijskom ispitivanjem utvrđeno je da je malter gotovo u cjelosti karbonatno vezivo bez hidrauličnih svojstava. Mehničko ispitivanje maltera nije provedeno zbog nemogućnsoti uzimanja dovoljno velikog broja uzoraka, pa je čvrstoća maltera na pritisak preuzeta iz dostupne literature i relevantnih propisa. Za proračun su korištene sljedeće vijednosti: zapreminska težina kamena γ_b=25 kN/m³, karakteristična čvrstoća kamena na pritisak f_b=30 MPa, karakteristična čvrstoća maltera na pritisak f_m=1 MPa i modul elastičnosti ziđa E=4870 MPa. Provedeni su dokazi nosivosti na pritisak, smicanje i stabilnost, te dokaz upotrebljivosti (horizontalno pomjeranje krune bedema). Svi pomenuti dokazi su zadovoljili.

Obnavljanjem fuga, doziđivanjem nedostajućih dijelova i lokalnom sanacijom, kako je predviđeno projektom, očekuje se postizanje stanja "zdravog ziđa", što je polazna pretpostavka proračuna [5].



Slika 11: 3D model objekta za potrebe statičkog/seizmičkog proračuna

2.4. REDOSLIJED IZVOĐENJA RADOVA

Predložen je sljedeći redoslijed izvođenja radova:

a) Zaštita gradilišta,
b) Definisanje područja za privremeno skladištenje materijala,
c) Prethodna ispitivanje materijala,
d) Izrada probnih polja za tretman bioloških naslaga i sanaciju fuga,
e) Podgrađivanje tzv. „dimnjaka“ u zoni glavnog ulaza, sa unutrašnje strane,
f) Doziđivanje dijelova istočnog bedema,
g) Postavljanje skela u skladu sa planiranom dinamikom radova,
h) Sanacija vertikalnih dijelova bedema,
i) Mehaničko uklanjanje biljnih naslaga i tretman odgovarajućim biocidom,
j) Mehaničko uklanjanje korastih lišajeva i tretman odgovarajućim biocidom,
k) Mehaničko uklanjanje rastinja i sanacija kruna bedema,
l) Produbljivanje i obnova fuga (prvo sanirati duboke, a zatim plitke fuge),
m) Mehaničko uklanjanje rastinja sa područja partera unutar bedema,
n) Završno čišćenje gradilišta.

Ovaj redoslijed omogućava sigurnost i efikasnost izvođenja radova u skladu sa principima zaštite nacionalnog spomenika [5].

3. ZAKLJUČAK

Projekat sanacije i konzervacije Starog grada Bjelaja predstavlja značajan doprinos očuvanju kulturno-historijskog naslijeđa Bosne i Hercegovine. Kroz pažljivo osmišljene i stručno vođene intervencije, obezbijedit će se stabilnost i trajnost ove historijske građevine. Upotrebom tradicionalnih materijala, kao što su kreč i lokalni kamen, dodatno se naglašava poštovanje kriterija tradicionalne tehnike gradnje i kompatibilnosti materijala. Uklanjanjem invazivnih biljnih vrsta, obnavljanjem strukturalnih elemenata i postavljanjem diskretne iluminacije, ovaj lokalitet će postati primjer uspješnog balansiranja između očuvanja naslijeđa i potrebe za promocijom kulturno-historijskog naslijeđa.

Ovaj rad potvrđuje značaj multidisciplinarnog pristupa u konzervaciji i restauraciji historijskih objekata, ukazujući na neophodnost kontinuiranog praćenja, održavanja i istraživanja kako bi se osigurala njihova trajna zaštita i očuvanje za buduće generacije. Stari grad Bjelaj, uz pravilnu implementaciju predloženih mjera, može ponovo postati simbol bogate historije i kulturne baštine regije.

LITERATURA

[1] Odluka Komisije za očuvanje nacionalnih spomenika BiH, br. 05.2-.2-39/07-2 od 7.3.2007. godine

[2] Mujadžić, M. i Maslak, N. Stari gradovi Unsko-sanskog kantona, JU Zavod za zaštitu kulturnog nasljeđa Bihać (2009), str. 80-83.

[3] Cozzolino, A., Adamo, P., Bonanomi, G. i Motti, R. The Role of Lichens, Mosses, and Vascular Plants in the Biodeterioration of Historic Buildings: A Review. Plants, 11(24), 3429 (2022). https://doi.org/10.3390/plants11243429

[4] Redžić, H. Srednjevjekovni gradovi u Bosni i Hercegovini. II izdanje, Sarajevo Publishing (2018), str. 54-57.

[5] Interprojekt d.o.o. Mostar: Projekat tekućeg održavanja Starog grada Bjelaj – Istraživački i konzervatorsko restauratorski radovi na održavanju Historijske cijeline –Starog grada Bjelaj, Mostar 2024.

S-23
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026040K

Nenad Krstivojević[1]

RECOVERY AND RECONSTRUCTION OF THE OLD DORMITORY MONASTERY BOGOVAĐA (BUILT 1858)

Summary: The Old Dormitory of the Bogovađa Monastery was constructed in 1858, with a plan configuration resembling the Cyrillic letter "П". The building has an overall length of 31.50 m. The central wing is up to 11.60 m wide, while the two parallel wings have plan dimensions of 21.00 × 8.40 m. Approximately one third of the building is underlain by a basement with a storey height of 3.20 m, whereas the ground-floor storey has a height of 3.80 m. The load-bearing structure consists of unreinforced brick masonry. The building sustained substantial earthquake-induced damage, primarily affecting the ground-floor masonry walls, foundations, timber roof structure, and roof cornices. A comprehensive repair and reconstruction design was therefore developed. The proposed structural interventions included the strengthening of the existing roof structure by introducing new timber elements which, together with the existing members, formed new roof trusses; the replacement of deteriorated rafters; the underpinning of the shallow damaged foundations; and the repair and strengthening of the masonry walls by installing new reinforced-concrete ring beams at eaves level below the attic and applying anchored reinforcing mesh with a new layer of mortar to the damaged wall surfaces. The repair and reconstruction works were carried out during 2013 and 2014.

Keywords: recovery, new wooden roof truss, concreting under the foundations, reinforced concrete ring beams, cracks

SANACIJA I REKONSTRUKCIJA STAROG KONAKA MANASTIRA BOGOVAĐA (SAZIDANOG 1858)

Rezime: Stari konak manastira Bogovađa sazidan je 1858. god. u obliku ćiriličnog slova ,,P,, dužine 31.50 m, širine do 11.60 m srednji brod, a paralelni brodovi su 21.00 m x 8.40 m. Ima 1/3 suteren visine 3.20 m i prizemlje visine 3.80 m. Zidan je u opeci bez ojačanja. Od dejstva zemljotresa su nastala značajna oštećenja na zidovima prizemlja, temeljima, krovnoj konstrukciji i na vencima krova. Urađen je projekat sanacije i rekonstrukcije objekta: ojačanje postojeće krovne konstrukcije uvođenjem novih elemenata koji sa postojećim prave nove drvene krovne rešetke i sa zamenom loših rogova, podbetoniranje plitkih oštećenih temelja i sanacija zidova konaka uvođenjem novih armiranobetonskih serklaža u nivou venca ispod tavana i saniranjem oštećenih zidova mrežom sa ankerima i novim malterom. Radovi na sanaciji i rekonstrukciji su izvedeni u 2013. godini i 2014. godini.

Ključne reči: sanacija, nove drvene krovne rešetke, podbetoniranje temelja, novi serklaži, pukotine

[1] GP,,Greda,, Karađorđeva 165, Valjevo, krstivojevicn@gmail.coml

1. UVOD

Stari konak u manastiru Bogovađa je podignut 1858. godine. Objekat je pod zaštitom Zavoda za zaštitu spomenika kulture Valjevo. To je razuđen objekat u obliku ćiriličnog slova „P„ i spratnosti 1/3 suteren i prizemlje. Impresivnim ga čine visoki fasadni zidovi a posebno severozapadni izgled. U konstruktivnom smislu to je zidani objekat sa kamenim temeljima. Međuspratna, tavanska i krovna konstrukcija je od drvenih elemenata. Krovni pokrivač je falcovan crep, sem na jednom delu gde je blaži pad i gde je pokrivač salonit.

Čista visina prostorija u suterenu je 320cm, a u prizemlju 380cm, dok je na tavanu nadzidak od 40cm. Objekat je urađen sredinom devetnaestog veka sa zidanim zidovima bez armiranobetonskih serklaža.

Objekat je detaljno snimljen početkom oktobra i krajem decembra 2011. godine jer je dosta oštećen u zemljotresima 1999.god i 2010.god.. Istraživački radovi su rađeni sa otvaranjem tri sonde uz jugoistočni zid i tad je utvrđeno da je tu dubina fundiranja samo tridesetak (30cm) santimetara od gornje kote trotoara. Fundiranje je rađeno na lomljenom ili na pritesanom kamenu. Širine zidanih zidova u suterenu su od 65cm do 90cm, a u prizemlju su od 35 do 60cm. Međuspratne konstrukcije su drvene sa masivnim tavanjačama i ispunom od naboja na letvama i daskom. Tavanjače iznad suterena nije bilo moguće a ni potrebno da se izmere, jer su podovi prizemlja neoštećeni, a plafoni suterena takođe, što ukazuje na dobro stanje te konstrukcije. Tavanjače iznad prizemlja su na glavnom brodu dimenzija 19/19cm do 20/25cm na osovinskom rastojanju od 63cm do 83cm. Na ostalim delovima su dimenzija 12/14cm i 16/16cm na osovinskom rastojanju od 78cm do 106cm. Na nekim mestima postoje i okagače iznad tavanjača koje su dimenzija 15/12cm na rasponu 5.30m. Plafonsku konstrukciju inad prizemlja čini malter na trsci koja je za tavansku konstrukciju pričvršćena letvama.

Krovna drvena konstrukcija je viševodna , pad krovnih ravni je oko 35 stepeni. Rogovi se oslanjaju na rožnjače sa pajantama a ove na stubove koji su sa svojim kosnicima i raspinjačama sastavni delovi dvojnih vešaljki. U vrhu su rogovi bez slemenjače a u dnu se ne oslanjaju na venčanice već na drvene elemente tkz. paroške koji leže na nadzitku iz venčanica. Vešaljke su oslonjene na fasadne zidove preko tavanskog nadzitka i jastuke-stubove od opeke iznad nosećih zidova.

Prvobitno je konak rađen u obliku ćiriličnog slova „G„ i kasnije je dozidan jugoistočni krak, što se vidi po razdelnici i kaskadi u temelju na mestu nastavka, razlici u kamenu pri izradi kamenih temelja, razlici u denivelaciji tavana starijeg i novijeg dela, kao i u razlici u krovnim ravnima i krovnim pokrivačima.

2. STANJE I OPIS OŠTEĆENJA OBJEKTA

Krov i krovna konstrukcija: spolja je crep na mestima proklizao a ponegde je crep polomljen. Krovna letva je dosta oštećna a ponegde i polomljena. Na nekim grebenima su slemenjaci proklizali i bez maltera, a uvalnice od lima dotrajale i korodirale. Rogovi su ponegde dosta malog preseka, sa zanačajnim ugibima i oštećenjima. Rogovi iznad jugoistočnog kraka konaka imaju slojeve čađi jer su izgleda goreli u toku požara. Trovodni krov nad glavnim brodom konaka (južni deo) je ulegao u celoj površini.

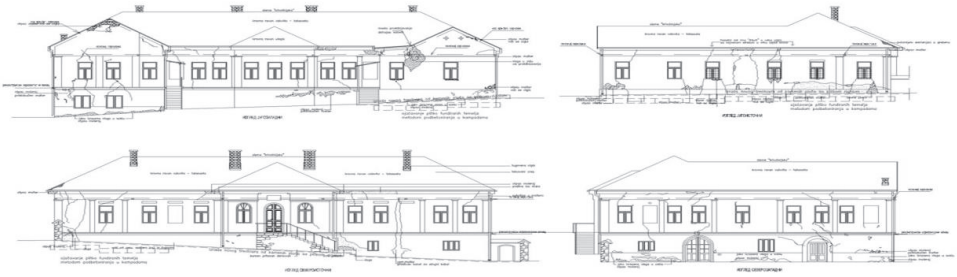
Zidovi: najviše su oštećeni fasadni zidovi sa jugoistoka objekta, gde su temelji jako plitko fundirani. Pukotine u tom zidu su uglavnom kose iznad prozora do ispod horizontalnog oluka. Takođ|e postoje i pukotine u parapetnom delu prozora. Na spoju jugoistočnog i severoistočnog zida su vertikalne pukotine. Sve pukotine su uglavnom milimetarske a ponegde i santimetarske. Postoje pukotine po svim zidovima u visini iznad prozora do venca nadzitka. U severozapadnom fasadnom zidu postoje brojne pukotine ispod i iznad prozora prizemlja. Na spojevima fasadnih zidova postoje značajne pukotine na samom spoju, pogotovu u visini venca i samog izbačenog

„simsa„ u kojem su smešteni „parošci„ za prihvat rogova. U jugozapadnim fasadnim zidovima najbrojnije su vertikalne kose pukotine u kalkanskim zidovima koji su zidani na pola opeke.

U svim unutrašnjim nosećim zidovima postoje brojne kose i vertikalne pukotine, koje na nekim mestima formiraju zemljotresne ukrštene „X„ pukotine, a značajne pukotine su i iznad vrata. Postoje brojne pukotine na spojevima zidova i maltera plafona, koji je ponegde i celom površinom u sobi ispucao.

Međuspratna i tavanska konstrukcija: uglavnom su vidne pukotine u malteru plafona tavana na spoju sa zidovima i ponegde kroz celu sobu. Nisu primećene pukotine u plafonu iznad suterena. Sve su to pukotine koje ne ukazuju da je negde oštećena osnovna drvena konstrukcija međuspratna i tavanska. Malter je sa trske uglavnom otpao zbog vlage ili zemljotresnog dejstva.

Temeljna konstrukcija: otvaranjem sondi na jugoistočnoj strani objekta sagledava se da je sa te strane objekat jako plitko fundiran, i konstatovano je postojanje starog i novog dela kamenih temelja što ukazuje na već navedeno da je objekat svojevremeno dograđivan. Na ostalim delovima objekta nisu primećene uočljive pukotine ili oštećenja kamenih temelja. Na sledećim fotografijama su oštećenja vidljiva na fasadama, iznutra na zidovima i na krovnoj konstrukciji.



Slika 1: Šematski prikaz fasade konaka sa oštećenjima

Slika 2: Fotografije oštećenja na konaku od zemljotresa

Slika 3: Fotografije oštećenja krovne konstrukcije

3. MERE STATIČKO KONSTRUKTIVNE SANACIJE I REKONSTRUKCIJE

Na krovnoj konstrukciji:

Zbog nedostatka sredstava Zavod za zaštitu spomenika se odlučio da se samo oštećeni i statički nepodobni krovni elementi zamene tj. da se ne menja celokupna krovna građa i pokrivač.

Rogovi: statičkim proračunom se dobija da je neophodno da rogovi na većem rasponu od 3.00m1 u budu dimenzija 10/12cm, a na manjem rasponu od 2.30m1 u obe varijante budu dimenzija 10/10cm. Rogove neodgovarajućih dimenzija za zadate raspone i rogove oštećene i sa velikim ugibom zameniti po dimenzijama iz statičkog proračuna.

Rožnjače: nose rogove između vešaljki i imaju pajante. Statičkim proračunom se dobija da je za manje statičke raspone (na krajnjim jugoistočnom krilu i severozapadnom krilu) od 2.60m1 potrebno da budu 14/14cm, a uglavnom tu već postoje rožnjače 12/14 cm i može se prihvatiti da zadovoljavaju.

Statičkim proračunom se dobija da je za veće statičke raspone (na srednjem glavnom brodu) od 3.30m1 potrebno da budu 14/20cm, pa je potrebno zameniti neodgovarajuće rožnjače sa novim zadatog preseka. Pošto su za veće raspone postojeće rožnjače 12/14cm neodgovarajućih dimenzija po statičkom proračunu, a nemoguće ih je zameniti sa novim odgovarajućih dimenzija bez skidanja kompletnih rogova i letvi i crepa. Stoga je najbolje iskoristiti postojeće rožnjače kao gornji pojas, postojeće pajante kao početne dijagonale, postojeće stubove kao početne oslonačke verikale za novoformiranu rešetku uz dodatak novog donjeg pojasa 2x6/12cm, nove srednje vertikale 12/12cm i novih dijagonala 2x6/12cm u svemu prema statičkom proračunu i detaljima po crtežima. Sve veze novih elemenata i postojećih elemenata drvenih rešetki ostvariti ekserima, zavrtnjevima i čeličnim pločevinama.

Tavanjače: za kraće raspone od 5.30m1 potrebne su po statčkom proračunu 16/16cm, tako da zadovoljavaju postojeće tavanjače 16/16cm. Za duže raspone od 6.50 m1 potrebne su po statičkom proračunu 20/20cm, tako da zadovoljavaju postojeće tavanjače 20/25cm i 19/19cm sa

okagačama. Potrebno je samo eventualno zameniti nagorele tavanjače i propale letve ispod tavanjača od vlage.

Vešaljke: kroz statički proračun vešaljki 1; 2; 3: 4 zadovoljavaju postojeće raspinjače i kosnici i zatege kao elementi vešaljki. Potrebno je samo dodati nove raspinjače 14/14cm tamo gde nedostaju. Kroz statički proračun vešaljki 6; 7; 8; 10; 11; 12 ne zadovoljavaju postojeće raspinjače pa je potrebno uvesti nova klješta 2x8/12cm a kosnici i zatege kao elementi vešaljki zadovoljavaju.

Kroz statički proračun vešaljke 9 zadovoljavaju postojeća raspinjača i klješta i kosnici i zatege kao elementi vešaljke. Kroz statički proračun vešaljki 13; 14; 15 zadovoljavaju postojeće raspinjače i kosnici i zatege kao elementi vešaljki.

Zamena oštećenih delova i dodavanje novih delova drvenih elemenata raditi od drvene građe od četinararskog drveta. Građa treba da bude suva i zaštićena adekvatnim premazima od insekata i truljenja.

Na zidovima:

Napravljen je model objekta u programu Tower6 da bi se na što lakši naćin došlo do ukupnog vertikalnog opterećenja na nivou prizemlja i ukupnog seizmičkog opterećenja na nivou prizemlja. Seizmički proračun je rađen ručno primenom uprošćene metode. Pretpostavljena je opeka sa modulom elastičnosti od 4000 MPa. Na osnovu širine zidova u prizemlju dobijen je prosečan normalni napon u zidovima na nivou poda i prosečan napon smicanja na nivou poda. Na osnovu toga je dobijen napon zatezanja od 0.0062 MPa što je manje od dopuštenog napona zatezanja od 0.09 Mpa. Proračunom glavnog napona zatezanja na nivou prizemlja dobija se manja vrednost od dopuštene, jer su zidovi prizemlja dovoljno masivni. Međutim, zidovi prizemlja su visoki 380cm i to je velika visina bez ikakvog ojačanja sa nedovoljno krutom drvenom međuspratnom i tavanskom konstrukcijom, pa se uvode-dodaju u vrhu zidova armiranobetonski serklaži b/d= 15/15cm kroz sve spoljašnje fasadne i glavne noseće unutrašnje zidove u nivou tavanjača, po detaljima iz statičkog proračuna. Serklaži su armirani sa 4Rfi12 Ufi6/20. Prvo se „ištemaju„- naprave otvori u jednom zidu mesta za serklaže deo po deo, pa se deo po deo armira i betonira i ankeriše sa sledećim zidom i povezuje u celinu. I tako naizmenično može se raditi na više mesta. Neophodno je obezbediti kontinuitet armature za prihvatanje zatežuće sile pomoću preklopa od min 60cm. Sve međusobno upravne serklaže povezati ankerima. Tokom izvođenja obezbediti neohodno podupiranje zidne mase iznad serklaža. Takođe, rade se serklaži po vrhu kalakana b/d= 20/20cm sa 4Rfi12 Ufi6/20.

Najuočljivije pukotine su iznad i oko prozora na fasadnim zidovima, posebno na jugoistočnom fasadnom zidu, i u svim unutrašnjim nosećim zidovima postoje brojne kose i vertikalne pukotine.Na delovima gde su pukotine veće od 10 mm na vertikalnim zidovima, koje nisu uočene pri prvobitnom snimanju, već eventualno tek kada se obije malter, treba injektirati i raditi ojačanje armiranjem mrežama Q131 sa ankerima Rfi10/40 u oba pravca i torkretiranjem cementnim malterom.Za milimetarske pukotine od 4-10mm koje raditi injektiranje gotovim injekcionim masama na bazi cementne emulzije. Sve pukotine prethodno očistiti, sa lica zida pukotine obezbediti cementnim malterom i na svakih 40 cm postaviti cevčice za injektiranje. Injektirati sa nadpritiskom od mah 0.50 bara.Za manje milimetarske pukotine od 3-4mm treba sanirati običnim malterisanjem i gletovanjem na pripremljenu površinu.

Na temeljima:

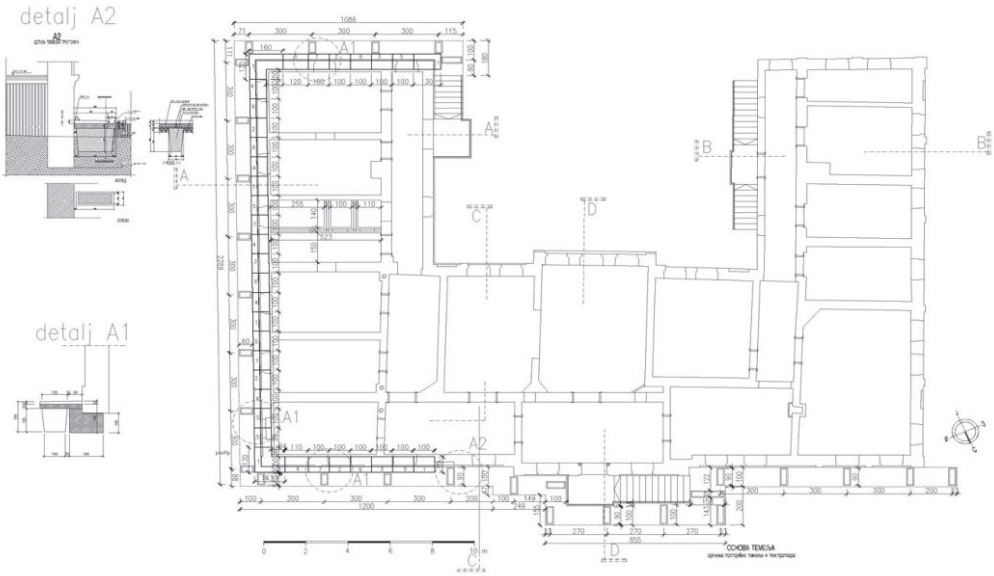
Ispod celog južnog, istočnog i severnog dela jugoistočnog krila objekta, po detaljima iz projektne dokumentacije, ispod postojećih temelja zida objekta radi se podbetoniranje postojećeg plitko fundiranog temelja objekta. Podbetoniranje se radi u „kampadama, posKp - naizmeničnim segmentima od armiranog betona po detaljima iz statičkog proračuna. Iskopavanje za ojačanje temelja raditi u kampadama od 1.00m1 na minimalnom razmaku od 2.00m1 naizmenično, kao što je i rednim brojevima u dokumentaciji navedeno. Segmenti posKp, koji su „L„ preseka 80/50+30/12cm i armirani sa horizontalnom armaturom 10Rfi10 i vertikalnom armaturom Uk Rfi10/20. istovremeno se izvode trotoari kao armirano betonske ploče debljine d=12cm sa armaturnom mrežom Q335 i fundirane na temeljima od nearmiranog betona na mah. čistom

razmaku od 3.00m1. Marka betona za sve betonske radove je MB20 i armatura RA400/500 i GA240/360 a armaturna mreža MAG500/560.

Na međuspratnim tavanskim konstrukcijama:

Sve dotrajale patose u prostorijama zameniti novim daskama. Vidne pukotine u malteru plafona tavana obiti i ponovo premalterisati. Sve su to pukotine koje ne ukazuju da je negde oštećena osnovna drvena konstrukcija međuspratna i tavanska.

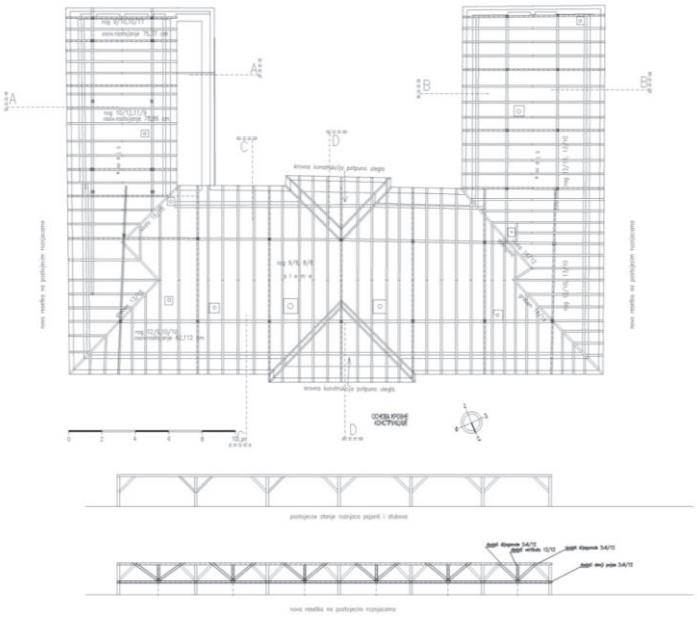
Na sledećim fotografijama je prikazana sanacija temelja podbetoniravanjem temelja u kampadama i izradom trotoara.



Slika 4. Fotografije sanacija i rekonstrukcija temelja objekta

Na sledećim fotografijama je prikazana sanacija zidova objekta sa armiranobetonskim serklažima. Zatim je prikazana rekonstrukcija krovne konstrukcije stvaranjem krovnih rešetki od rožnjača kao gornjeg pojasa i pajanti kao početne dijagonale sa dodavanjem dijagonala i donjeg pojasa između stubova. Na slikama 7 i 8 je prikazana sanacija krovnih vešaljki uvođenjem novih drvenih elemenata umesto dotrajalih starih i ojačanjem zatega novim drvenim elementima sa pločevinama.

Slika 5: Fotografije sanacija i rekonstrukcija zidova objekta



Slika 6: Sanacija krovne konstrukcije stvaranjem rešetki

Slika 7: Fotografije sanacija i rekonstrukcija krovne konstrukcije

Slika 8: Fotografije sanacija i rekonstrukcija oštećene crvotočne zatege vešaljke br.15

Na sledećim fotografijama je objekat konstruktivno saniran.

Slika 9: Fotografije konstruktivno sanirane prilazne i dvorišne fasade

4. ZAKLJUČAK

Objekat je bio dosta oštećen od dejstva zemljotresa i dotrajalosti. Objekat je saniran u jesen i zimu 2013.god. i u toku 2014.god. uz stalni nadzor na izvođenju.

LITERATURA

[1] Uputstva za izradu projekata i sanaciju konstrukcija zidanih objekata oštećenih zemljotesom Prof.dr. Boško Stefanović dipl.inž.građ. Drago Ostojić dipl.inž.građ.

S-24
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026041S

Boško Stevanović[1], Marija Todorović[2], Vedran Carević[1], Tijana Jovović[1]

RESTORATION OF THE ROMAN HOUSE AND THE TURKISH HAMMAM WITHIN THE GOLUBAC FORTRESS

Summary: Archaeological excavations of the Western Suburb of the Golubac Fortress revealed a series of structures and findings from different eras. It was necessary to adequately prepare, adapt, and restore these findings to ensure their durability, safety, and accessibility to visitors. This paper presents the restoration of the Roman House and the Turkish Hammam structures, which, among other measures, involved crack injection, necessary demolition, and the rebuilding of stone walls, as well as the construction of new protective structures. In the case of the Roman House, the load-bearing elements of the protective structure consist of reinforced concrete beams and columns on isolated footings, while the roof structure is a timber gable roof. Within the Turkish Hammam, the stone walls were built up to the required height, and a steel multi-slope roof structure was constructed.

Keywords: remediation, reconstruction, restoration, Roman house, Turkish hammam

SANACIJA RIMSKE KUĆE I TURSKOG HAMAMA U OKVIRU TVRĐAVE GOLUBAČKI GRAD

Rezime: Arheološka istraživanja Zapadnog podgrađa tvrđave Golubački grad otkrila su niz objekata i nalaza iz različitih epoha koje je bilo neophodno adekvatno pripremiti, adaptirati i sanirati, kako bi se obezbedila njihova trajnost, sigurnost i dostupnost posetiocima. U ovom radu je predstavljena sanacija objekata Rimske kuće i Turskog hamama, koja je, između ostalog, podrazumevala injektiranje pukotina, neophodna rušenja i doziđivanja kamenih zidova, kao i izradu novih zaštitnih konstrukcija. U slučaju Rimske kuće noseće elemente zaštitne konstrukcije čine armiranobetonske grede i stubovi na temeljima samcima, dok je krovna konstrukcija dvovodna drvena. U okviru Turskog hamama izvršeno je doziđivanje kamenih zidova do potrebene visine i izrada čelične viševodne krovne konstrukcije.

Ključne reči: sanacija, rekonstrukcija, restauracija, rimska kuća, turski hamam

[1] Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu
[2] Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, todorovicm@grf.bg.ac.rs

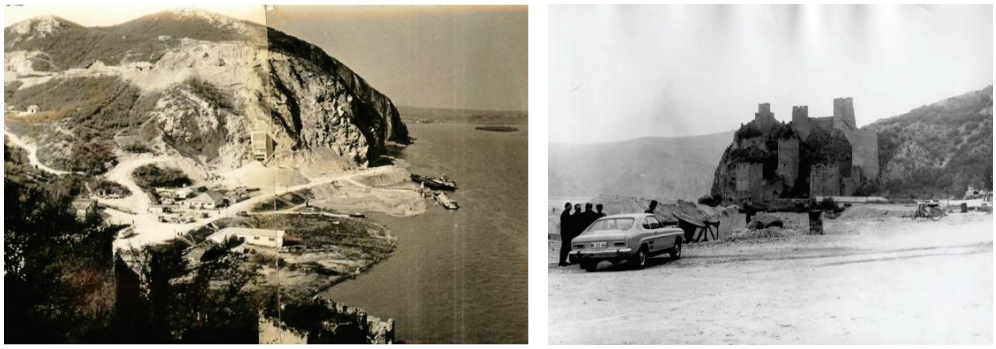
1. UVOD

Rezultati arheoloških istraživanja Zapadnog podgrađa Golubačke tvrđave promenili su hronološku sliku lokaliteta i doneli niz objekata i nalaza iz različitih epoha, od praistorije do osmanskog perioda. Najočuvaniji i najznačajniji objekti u sastavu spomeničke celine Tvrđava Golubac su Rimska kuća i Mahmud-pašin hamam, čiji je položaj prikazan na slici 1.

Slika 1: Pozicije objekata Rimska kuća i Hamam u sklopu tvrđave Golubački grad

2. RIMSKA KUĆA

Ostaci Rimske kuće nalaze se u severoistočnom delu grada Golupca, odnosno na jugozapadnoj strani istorijske tvrđave nedaleko od vizitorskog centra, a u neposrednoj blizini hamama. To je objekat kojim su potvrđene pretpostavke istraživača 19. veka da je srednjovekovnoj tvrđavi prethodila gradnja u rimskom periodu. Prostor pre otkrivanja Rimske kuće prikazan je na slici 2.



Slika 2: Rimska kuća – prostor pre otkrivanja

Zidovi ovog objekta očuvani su relativno nisko, ali dovoljno da se stekne osnovna predstava o njegovom izgledu (slika 3). Objekat je pravougaone osnove, približnih dimenzija 25 x 5 m i čine ga četiri prostorije. Zidan je u naizmeničnim redovima kamena i opeke, tehnikom „opus mixtum“. Zidovi su iznutra bili omalterisani krečnim malterom sa dodatkom mlevene i tucane opeke. Na objektu su uočene dve faze gradnje koje se najbolje vide na podovima. Stariji pod je od opeka dimenzija 30 x 30 cm, a mlađi od nasatično postavljenih opeka u slogu „riblje kosti“.

U mlađoj fazi, unutrašnjost kuća je bila oslikana tehnikom „al secco” (nađeni su delovi crvene i zelene bordure i slika glave ribe). Po nalazima novca, fibula i keramičkih posuda, starija faza datira sa kraja drugog i prve polovine trećeg veka, a mlađa sa kraja trećeg i iz četvrtog veka.

Slika 3: Otkrivanje Rimske kuće 2014. godine

U periodu proteklom od iskopavanja 2014. godine, izvršena je delimična restauracija zidova Rimske kuće, pri čemu su oni dozidani do visine od oko 1,0 m u odnosu na okolni teren. Takođe je izvedeno i natkrivenje privremenom drvenom krovnom konstrukcijom koja je služila kao zaštita od atmosferskih uticaja (slika 4). Celokupna privremena krovna konstrukcija oslanjala se na drvenu potkonstrukciju, kako sa spoljašnje, tako i sa unutrašnje strane. Prilikom restauracije ova drvena krovna konstrukcija je uklonjena (slika 5).

Slika 4: Privremena zaštita Rimske kuće

Slika 5: Rimska kuća i Turski hamam posle ukanjanja zaštitne konstrukcije

Radovi na adaptaciji Rimske kuće, između ostalog, podrazumevali su i čišćenje biljnog rastinja i mahovine sa zidova, uklanjanje celokupne zaštitne krovne konstrukcije, malterisanje zidova krečnim malterom, čišćenje prljavštine sa svih zidova, injektiranje pukotina u zidovima, uređenje okolnog terena oko objekta, izvođenje staza i druge aktivnosti koje je bilo neophodno sprovesti pre izvođenja zaštitne konstrukcije.

Da bi se omogućila trajna zaštita Rimske kuće, a naročito sačuvanih delova njenog enterijera – maltera i podova od opeke, urađena je adaptacija i dogradnja lake zaštitne konstrukcije koja prati njenu osnovu na odstojanju od 0,6 m. Noseće elemente zaštitne konstrukcije čine armiranobetonske grede i stubovi na armiranobetonskim temeljima samcima. Krovna konstrukcija je dvovodna drvena. Preko krovne konstrukcije je postavljena daščana podloga od brodskog poda i hidroizolacija, zatim letve u dva pravca i pokrivač od ravnog crepa. Izvođenje radova na sanaciji Rimske kuće je prikazano na slici 6.

Slika 6: Izvođenje radova na sanaciji Rimske kuće

Zbog mikroklimatskih uslova – vetra tokom znatnog dela godine i značajnog zakišnjavanja i nanošenja snega, prostor između stubova i kalkana zaštitne konstrukcije zastakljen je dvoslojnim kaljenim staklom. Ulaz u zaštićeni prostor je na severnoj fasadi, odakle se i pristupa objektu. Teren neposredno uz zaštitnu konstrukciju je niveliran i planiran sa formiranjem staze od kamenih ploča za pristup posetiocima. Unutrašnji i spoljašni izgled Rimske kuće posle završenih radova je prikazan na slici 7.

Slika 7: Unutrašnji i spoljašni izgled Rimske kuće posle završenih radova

3. TURSKI HAMAM

Turski hamam, ili Mahmud-pašin hamam, je objekat izgrađen na obali reke Dunav, na samo nekoliko metara udaljenosti od Rimske kuće. Ovaj objekat je bio zatrpan pod zemljom, ali je otkopan prilikom arheoloških iskopavanja 2014. godine od strane Republičkog zavoda za zaštitu spomenika kulture (slike 8 i 9). Hamam je sagradio Mahmud-paša i zamišljen je kao jednostruki hamam, odnosno korišćen je od strane muškaraca i žena naizmenično.

Hamam je orjentisan u pravcu istok-zapad i ima pravougaonu osnovu približnih dimenzija 29 x 10,6 m, a poseduje sledeće prostorije: šadrvan, kapaluk, hipokaust, mejdan, dva halveta, rezervoar za vodu (hazna), trašhanu, ćenifu i ćulhan.

Slika 8: Izgled Turskog hamama 1972. godine

Slika 9: Otkrivanje Turskog hamama 2014. godine

Noseći zidovi hamama zidani su kombinovanim zidom od kamena i opeke, odnosno između reda lomljenog i grubo tesanog kamena zidana su dva-tri reda ravnajućeg sloja opeke. Pored nosećih zidova, kamen je korišćen i za popločavanje poda prostorije šadrvana i rezervoara vode (hazne), za popločavanje poda fontane koja se nalazi na sredini prostorije šadrvan i za zidanje kamenih temeljnih stopa u hipokaustu.

Opeka je uglavnom korišćena za zidanje kupola i svodova, zidanje nadvratnika, lukova prostorije mejdana i za prelaze kupola. U unutrašnjosti zidova korišćene su keramičke cevi (čunkovi) izrađeni od pečene gline (terakote).

Krečni malter je korišćen kao vezivni materijal za zidanje zidova, kupola i svodova kao i popločavanje prostorija. Na unutrašnjim zidovima prostorija hamama (osim šadrvana i ćulhana) pronađena su dva različita sloja maltera. Prvi (donji) sloj maltera je grubi malter crvenkaste boje koji je napravljen od kreča i drobljene pečene opeke, dok je drugi, tanki, odnosno fini, sloj maltera napravljen od kreča. Cementni malter je korišćen kao vezivo za zidanje zidova kao i za malterisanje pojedinih delova zidova u intervencijama vršenim u skorije vreme.

U arheološkim iskopavanjima tokom 2014. godine otkriveni su ostaci temelja prostorija šadrvana i ćulhana. Tokom ovih iskopavanja pojedini delovi hamama su podupreti drvenim stubovima i gredama kako se ne bi urušili, a ceo hamam je natkriven privremenom drvenom krovnom konstrukcijom koja služi kao preventivna zaštita od atmosferskih uticaja (slika 10). Celokupna privremena krovna konstrukcija oslanjala se na podkonstrukciju od čeličnih cevi u vidu neke vrste cevaste skele.

Prilikom ovih iskopavanja konstatovano je da je hamam bio natkriven kupolama i svodovima izidanim od opeke koje nisu ostale sačuvane do današnjih dana. Na osnovu tragova i ostataka od krovnih pokrivača koji su pronađeni, može se reći da su prostorije kapaluka, mejdana i halveta

bile natkrivene kupolama dok su prostorije trašluka, toaleta i rezervoara vode bile natkrivene svodovima. Krovni pokrivači prostorija šadrvana i ćulhana nisu ostali sačuvani, niti su pronađeni bilo kakvi tragovi.

Slika 10: Privremena zaštitna konstrukcija Turskog hamama

Radovi na sanaciji i rekonstrukciji Turskog hamama najpre su podrazumevali čišćenje biljnog rastinja, mahovine i prljavštine sa svih zidova i svodova, uklanjanje celokupne zaštitne krovne konstrukcije, uklanjanje postojećih betonskih ploča, uklanjanje zazidanog otvora (vrata) za prolaz iz prostorije šadrvana u prostoriju kapaluka, uklanjanje zazidanog otvora (vrata) za prolaz iz prostorije mejdana u prostorije halveta, uklanjanje cementnog maltera sa zidova, malterisanje zidova krečnim malterom, injektiranje pukotina u zidovima hamama i dr.

Pored navedenih radova, izvršeno je doziđivanje kamenih zidova do potrebene visine, izrada novih kupola, svodova i lukova (slika 11), izrada nove, čelične viševodne krovne konstrukcije (slika 12), preko koje je su postavljene OSB ploče, hidroizolacija, zatim letve u dva pravca i novi krovni pokrivač od ravnog crepa.

Slika 11: Izvođenje radova na kupli i svodovima

Slika 12: Izvođenje radova na čeličnoj konstrukciji i fasadi

Novoprojektovana fasada, čija je primarna funkcija zaštita prostora hamama od spoljašnjih uticaja, je u nekim delovima (šedrvanu) izvedena od termopan stakla, a u nekim delovima ostala je vidna postojeća fasada.

Unutar hamama izvedene su i elektroinstalacije slabe i jake struje, a sa spoljašnje strane drenaža oko celog objekta, kao i uređenje okolnog terena oko objekta sa pešačkim stazama. Unutrašnjost Turskog hamama posle izvedenih radova na sanaciji i rekonstrukciji je prikazana na slikama 13 i 14.

Slika 13: Unutrašnjost Turskog hamama posle izvedenih radova

Slika 14: Unutrašnjost Turskog hamama posle izvedenih radova

Vizuelni prikaz objekata Turskog hamama i Rimske kuće nakon uspešno sprovedenih konzervatorsko-restauratorskih radova, sanacije i rekonstrukcije ilustrovan je fotografijama na slikama 15 i 16.

Slika 15: Turski hamam i Rimska kuća posle izvedenih radova na sanaciji rekonstrukciji

Slika 16: Turski hamam i Rimska kuća posle izvedenih radova na sanaciji i rekonstrukciji

4. ZAKLJUČAK

Arheološka istraživanja Zapadnog podgrađa tvrđave Golubački grad potvrdila su izuzetan istorijski i kulturni značaj ovog lokaliteta kroz nalaze iz različitih epoha. Uspešna realizacija projekta sanacije Rimske kuće i Turskog hamama pokazala je da se očuvanje ovakvog nasleđa oslanja na balans između tradicionalnih materijala i savremenih inženjerskih rešenja. Primenjene mere, od sanacije pukotina i pažljivog dozidivanja kamenih zidova, pa sve do izrade zaštitnih konstrukcija, uspešno su odgovorile na specifične zahteve oba objekta. Različita rešenja, poput primene armiranobetonskih elemenata sa drvenom krovnom konstrukcijom na Rimskoj kući i čelične viševodne konstrukcije na Turskom hamamu, osigurala su stabilnost i dugotrajnu zaštitu istorijskih ostataka od atmosferskih uticaja.

Ovaj rad jasno ukazuje na to da su interdisciplinarni pristup, detaljna analiza stanja i prilagođavanje sanacionih metoda svakom pojedinačnom objektu ključni za trajnu zaštitu kulturnog nasleđa.

REFERENCE

[1] Muravljov M, Stevanović B, Ostojić D. Sanacije Građevinskih konstrukcija i objekta. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2022.

S-25
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026088V

Ivana Vujović[1]

ASSESSMENT OF THE EXISTING CONDITION OF A TBM TUNNEL LINING AS A BASIS FOR ENGINEERING DESIGN DECISION-MAKING – A CASE STUDY OF THE VRAČAR TUNNEL

Summary: Rehabilitation design for existing TBM tunnels requires verification of the actual structural condition rather than reliance on original design assumptions. This paper presents an integrated procedure combining documentation review, visual inspection, geological, geotechnical and hydrogeological investigations, concrete-core testing and numerical ULS/SLS verification. The procedure was applied to the more than 40-year-old Vračar railway tunnel. The results distinguish problems associated with groundwater, joints, the contact zone and drainage; local concrete degradation and reduced concrete strength; and separate zones of segment dislocation. On that basis, an integrated rehabilitation concept was defined, comprising sealing of active groundwater ingress points, joint sealing, contact-consolidation grouting, concrete repair and local strengthening with carbon-fibre-reinforced polymer (CFRP) strips, passive anchoring of dislocated segments, drainage rehabilitation and monitoring, without changing the global structural system.

Keywords: TBM tunnel, tunnel lining, condition assessment, rehabilitation, numerical verification, engineering design

PROCENA POSTOJEĆEG STANJA TBM TUNELSKE OBLOGE KAO OSNOVA ZA DONOŠENJE PROJEKTANTSKE ODLUKE – STUDIJA SLUČAJA TUNELA VRAČAR

Rezime: Projektovanje sanacije postojećih TBM tunela zahteva proveru stvarnog stanja konstrukcije, a ne oslanjanje isključivo na pretpostavke prvobitnog projekta. U radu je prikazan objedinjeni postupak koji obuhvata pregled dokumentacije, vizuelni pregled, geološka, geotehnička i hidrogeološka istraživanja, ispitivanje betonskih kernova i numeričke ULS/SLS provere. Postupak je primenjen na železničkom tunelu Vračar, starijem od četrdeset godina. Rezultati razdvajaju pojave povezane sa podzemnom vodom, spojnicama, kontaktnom zonom i drenažom, lokalnu degradaciju i smanjenu čvrstoću betona i posebne zone dislokacije tjubinga. Na toj osnovi definisan je integrisani koncept sanacije koji obuhvata zaptivanje aktivnih prodora podzemne vode, britvljenje spojnica, kontaktno-konsolidaciono injektiranje, sanaciju betona i lokalno ojačanje trakama od polimera ojačanog karbonskim vlaknima (CFRP), pasivno sidrenje dislociranih tjubinga, sanaciju drenaže i monitoring, bez promene globalnog statičkog sistema.

Ključne reči: TBM tunel, tunelska obloga, procena stanja, sanacija, numerička verifikacija, projektantski postupak

[1] Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd, Srbija, ivana.vujovic@sicip.co.rs

1. UVOD

Postojeći tuneli predstavljaju kritičan deo saobraćajne infrastrukture, a odluke o nastavku eksploatacije, sanaciji ili rekonstrukciji moraju se zasnivati na njihovom stvarnom stanju. Za razliku od projektovanja novih konstrukcija, procena postojeće obloge objedinjuje prvobitni konstruktivni koncept, podatke o izvođenju i eksploataciji, aktuelna svojstva materijala, registrovana oštećenja i stvarne geološke, geotehničke i hidrogeološke uslove. Provera graničnog stanja nosivosti (ULS) i graničnog stanja upotrebljivosti (SLS) zato zavisi od pouzdanih dijagnostičkih podataka, a ne samo od nominalnih pretpostavki [4].

U radu je prikazana objedinjena procena stanja železničkog tunela Vračar u Beogradu, zasnovana na rezultatima terenskih istraživanja, laboratorijskih ispitivanja i numeričkih analiza. Na osnovu utvrđenih uzroka i karaktera oštećenja definisane su odgovarajuće mere sanacije. Razmatrane pojave razvrstane su u tri glavne grupe: (1) pojave povezane sa delovanjem podzemne vode i stanjem spojnica, kontaktne zone i drenaže; (2) lokalna degradacija i smanjena čvrstoća betona; i (3) lokalne dislokacije tjubinga. Prvoj grupi odgovaraju zaptivanje aktivnih prodora, britvljenje spojnica, kontaktno-konsolidaciono injektiranje i sanacija drenaže; drugoj sanacija betona, pasivizacija armature i, u proračunski izdvojenim zonama, spoljašnje ojačanje trakama od polimera ojačanog karbonskim vlaknima (CFRP); a trećoj pasivna stabilizacija samobušećim sidrima. Probno polje i monitoring predstavljaju mere kontrole izvođenja i potvrde projektovanih parametara [1].

2. POSTUPAK INŽENJERSKE PROCENE

Procena stanja postojeće tunelske obloge predstavlja složen projektantski postupak kojim se utvrđuju stvarno stanje i pouzdanost konstrukcije i obezbeđuje stručna osnova za odluku o daljoj eksploataciji, sanaciji ili konstruktivnom ojačanju. Za razliku od projektovanja novih objekata, polaznu osnovu čine stvarno utvrđene karakteristike konstrukcije, tla, podzemne vode i kontaktne zone, kao i promene nastale tokom izgradnje i eksploatacije.

Postupak obuhvata pet međusobno povezanih faza: pregled dokumentacije, dijagnostička istraživanja, definisanje proverenih ulaznih parametara, ULS/SLS numeričku verifikaciju i donošenje projektantske odluke. Svaka faza obezbeđuje podatke za narednu, tako da se izabrana mera može neposredno povezati sa zatečenim stanjem, rezultatom istraživanja i proračunskom proverom (Tabela 1).

Tabela 1: Faze postupka inženjerske procene

Faza	Osnova	Ishod
Pregled dokumentacije	Projektna i eksploataciona dokumentacija	Program istraživanja
Dijagnostička istraživanja	Terenska i laboratorijska ispitivanja	Stvarni parametri konstrukcije
Definisanje ulaznih parametara i formiranje numeričkog modela	Geometrija, materijali, tlo i podzemna voda	Verifikovan numerički model postojećeg stanja
ULS/SLS provera	Dejstva, nosivost i deformacije	Sigurnost i upotrebljivost
Projektantska odluka	Objedinjena procena	Sanacija i monitoring

2.1. PREGLED DOKUMENTACIJE I DIJAGNOSTIČKA ISTRAŽIVANJA

Postupak počinje analizom prvobitnog projekta, podataka o izvođenju i eksploataciji i rezultata prethodnih istraživanja. Time se utvrđuju prvobitni konstruktivni sistem i uslovi izvođenja, izdvajaju karakteristične zone i mogući mehanizmi nastanka oštećenja i definiše program dijagnostičkih istraživanja.

Dijagnostička istraživanja obuhvataju detaljan vizuelni pregled i kartiranje oštećenja, geološka, geotehnička i hidrogeološka istraživanja tla iza obloge, uzimanje i laboratorijsko ispitivanje kernova betona i injekcione mase, hemijske analize podzemne vode i geodetska merenja geometrije obloge. Rezultati se vrednuju objedinjeno radi utvrđivanja rasprostranjenosti, intenziteta i uzroka registrovanih pojava.

2.2. DEFINISANJE PROVERENIH ULAZNIH PARAMETARA

Na osnovu rezultata istraživanja definišu se stvarna geometrija obloge, čvrstoća betona, model tla i kvazihomogene zone, stanje injekcione mase i kontaktne zone iza obloge, dejstvo podzemne vode i izmerena pomeranja tjubinga. Tako formiran numerički model predstavlja izvedeno stanje konstrukcije, umesto nominalnih pretpostavki prvobitnog projekta.

2.3. NUMERIČKA VERIFIKACIJA I PROJEKTANTSKA ODLUKA

Analitičkim proračunom prstena i dvodimenzionalnim i trodimenzionalnim modelima proveravaju se ULS i SLS postojeće obloge i faze izvođenja predložene sanacije, uključujući kontrolisano injektiranje, lokalno CFRP ojačanje i pasivno sidrenje.

Projektantska odluka donosi se tek zajedničkim vrednovanjem dijagnostičkih rezultata, verifikovanih ulaznih parametara i numeričkih provera. Utvrđeni mehanizmi povezuju se sa odgovarajućim intervencijama, dok se preostala neizvesnost tokom izvođenja kontroliše probnim poljem i monitoringom, kojima se potvrđuju proračunske vrednosti i tehnološki parametri.

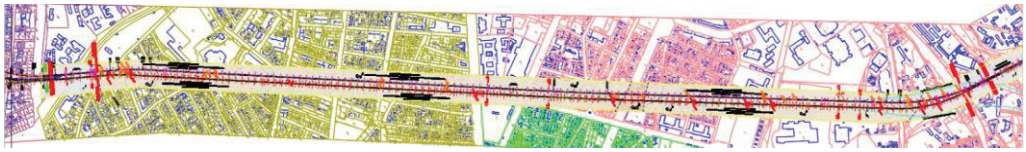
3. STUDIJA SLUČAJA – TUNEL VRAČAR

Tunel Vračar je dvocevna železnička konstrukcija izvedena pretežno TBM štitom. Predmetne deonice segmentne obloge pružaju se od km 1+235,00 do km 4+460,00 u levoj cevi i od km 1+334,05 do km 4+565,56 u desnoj cevi. Svaki prsten je širok 1,00 m i sastoji se od osam prefabrikovanih armiranobetonskih tjubinga. Trasa prolazi ispod gusto izgrađenog gradskog područja, sa promenljivom visinom nadsloja, složenim geotehničkim uslovima i prisustvom podzemne vode (Slike 1 i 2) [1, 5, 6].

Tabela 2: Osnovne karakteristike tunela Vračar

Parametar	Vrednost
Konstrukcija / način gradnje	Dvocevni železnički tunel / TBM
Segmentna obloga	Armiranobetonski tjubinzi, 8 segmenata po prstenu
Unutrašnji / spoljašnji prečnik; Debljina obloge / širina prstena	6,70 m / 7,20 m; 0,25 m / 1,00 m
Obuhvaćena dužina	Leva cev 3225,00 m; Desna cev 3231,51 m

Slika 1: Položaj područja istraživanja u zoni tunela Vračar



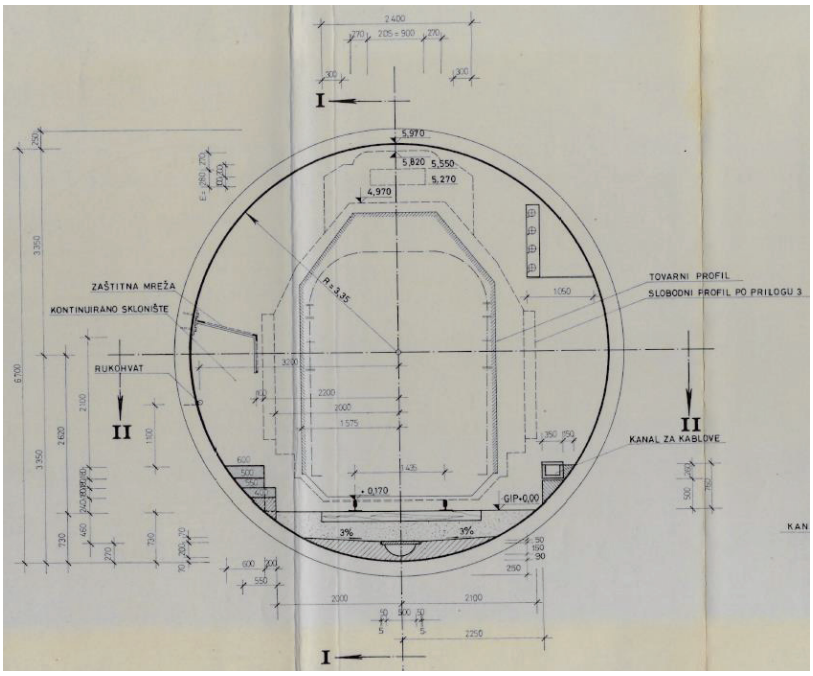
Slika 2: Situacioni prikaz tunela Vračar

4. DIJAGNOSTIČKA ISTRAŽIVANJA I PROVERENI ULAZNI PARAMETRI

Program dijagnostičkih istraživanja obuhvatio je analizu raspoložive projektne dokumentacije, detaljan vizuelni pregled i kartiranje oštećenja u obe tunelske cevi, geološka, geotehnička i hidrogeološka istraživanja tla i kontaktne zone iza TBM obloge, uzimanje i laboratorijsko ispitivanje kernova betona i injekcione mase, hemijske analize podzemne vode i geodetska merenja geometrije obloge. Objedinjenom analizom rezultata utvrđeni su rasprostranjenost, intenzitet i mogući uzroci registrovanih pojava, ocenjen je njihov uticaj na nosivost, upotrebljivost i trajnost obloge i formirana je osnova za izbor odgovarajućih mera sanacije [1–3].

Tabela 3: Dijagnostička istraživanja i njihova svrha

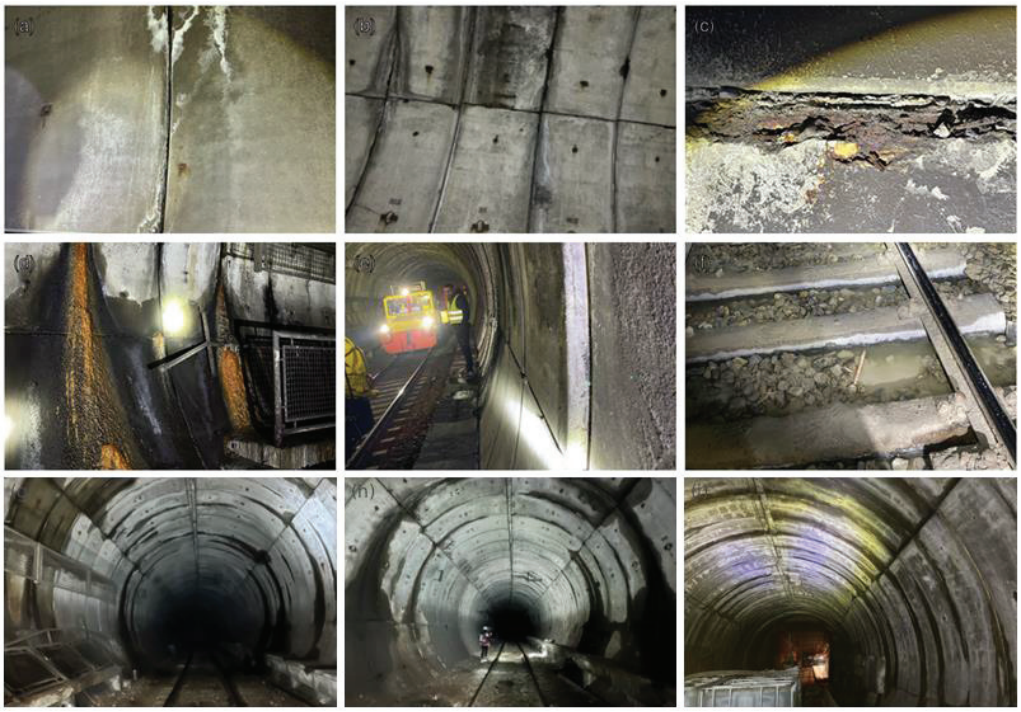
Istraživanje	Svrha
Pregled dokumentacije i istorije eksploatacije	Prvobitni sistem, uslovi izvođenja i istorija eksploatacije
Vizuelni pregled i kartiranje	Oštećenja, procurivanja, spojnice i dislokacije tjubinga
Geološka/geotehnička istraživanja i kernovanje iza obloge	Model tla, kvazihomogene zone i stanje kontaktne zone
Ispitivanje betona i injekcione mase	Čvrstoća i trajnost betona; svojstva injekcione mase
Ispitivanje podzemne vode	Intenzitet dotoka i hemijski uticaj na trajnost



Slika 3: Karakteristični poprečni presek tunela Vračar – arhivska dokumentacija

4.1. VIZUELNI PREGLED I KARTIRANJE OŠTEĆENJA

Pregledom su registrovani lokalni dotoci podzemne vode, tragovi ispiranja, oštećenja spojnica i sistema zaptivanja, segregacija i lokalni gubitak zaštitnog sloja betona, oštećeni otvori za injektiranje, nanosi mulja, nefunkcionalna drenaža i radijalna pomeranja tjubinga. Pojave nisu bile ravnomerno raspoređene, već su bile koncentrisane u zonama sa nepovoljnijim kontaktnim, geološkim i hidrogeološkim uslovima. Karakteristični poprečni presek prikazan je na Slici 3, dok je devet fotografija karakterističnih oštećenja i pojava objedinjeno na Slici 4. Fotografije dokumentuju različite vidove zatečenog stanja, dok su njihovi uzroci i značaj utvrđeni zajedničkim vrednovanjem vizuelnog pregleda, geoloških, geotehničkih i hidrogeoloških istraživanja, laboratorijskih ispitivanja kernova betona i injekcione mase, hemijskih analiza podzemne vode i geodetskih merenja.



Slika 4: Fotografije karakterističnih oštećenja i pojava registrovanih tokom vizuelnog pregleda tunela Vračar

4.2. PROVERENI ULAZNI PARAMETRI

Rezultati ispitivanja jednoaksijalne čvrstoće na pritisak betonskih kernova utvrdili su stvarnu čvrstoću i njenu lokalnu promenljivost. U desnoj cevi na km 4+412 izmereno je 23,4 MPa na jednoj strani prstena i 64,5 MPa na suprotnoj strani. Oko km 2+295 u levoj cevi dobijene su vrednosti 39,5 MPa i 38,3 MPa. Ovi rezultati korišćeni su zajedno sa ostalim podacima o kernovima, a nijedna pojedinačna vrednost nije usvojena kao globalno reprezentativna. Rezultati istraživanja i njihova primena u projektu sažeti su u Tabeli 4 [3].

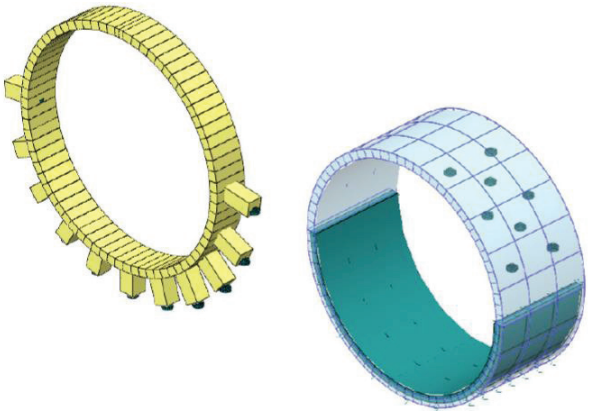
Ispitivanje kernova injekcione mase uzetih iza segmentne obloge, zajedno sa geološkim i geotehničkim istraživanjima, ukazalo je na neujednačeno stanje kontaktne zone i lokalno neodgovarajući kontakt obloge sa okolnim tlom. Zbog toga je predviđeno kontaktno-konsolidaciono injektiranje radi uspostavljanja kontinuiranog kontakta između obloge i okolnog tla i poboljšanja svojstava kontaktne zone. Dozvoljeni pritisci injektiranja verifikovani su ULS/SLS proračunima i potvrđuju se na probnom polju uz monitoring odziva obloge.

Tabela 4: Provera ulaznih podataka za numeričku analizu

Stavka	Osnova	Primena u proračunu
Geometrija obloge	Pregled, skeniranje i merenja	Geometrijski model i zone dislokacije
Uslovi tla	Bušotine i laboratorijska ispitivanja	Model tla i geostatička dejstva
Podzemna voda	Kartiranje i hemijske analize	Trajnost i mere zaptivanja
Betonska obloga	Čvrstoća, masa i karbonatizacija	Svojstva materijala i ULS/SLS provere
Kontaktna injekciona masa	Kernovanje; ispitivanje zapreminske mase, sastava i stanja	Provera stanja kontaktne zone i osnova za kontaktno-konsolidaciono injektiranje

5. NUMERIČKA VERIFIKACIJA

Analitički proračun prstena i 2D/3D numerički modeli primenjeni su za proveru postojećeg geostatičkog stanja, faznih pritisaka injektiranja i predloženih lokalnih mera. U modelima su korišćeni proverena geometrija obloge, lokalno reprezentativne čvrstoće betona utvrđene laboratorijskim ispitivanjem kernova, parametri tla i postojeći sistem armiranja tjubinga identifikovan na osnovu arhivske projektne dokumentacije. Segmentna obloga, izvedena krajem sedamdesetih godina XX veka, proverena je prema važećim projektantskim standardima i savremenim zahtevima graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti. Karakteristične kombinacije obuhvatile su dodatne pritiske injektiranja od $\Delta p = 50$ do 300 kPa [1, 4].



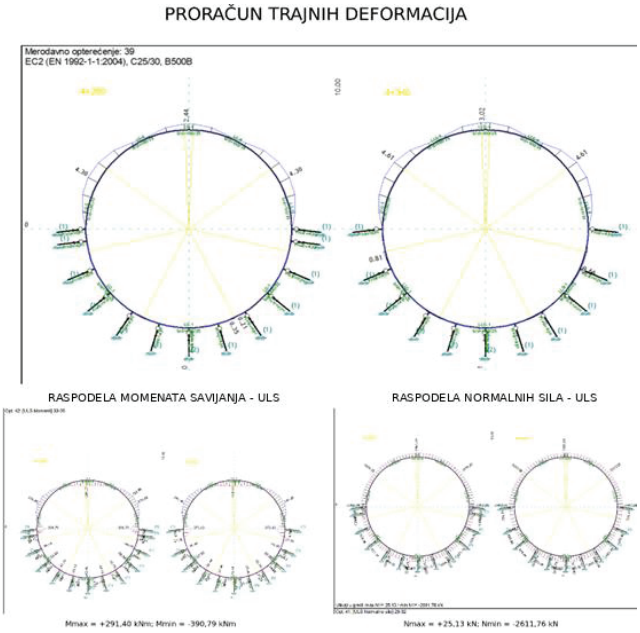
Slika 5: Trodimenzionalni numerički model segmentne TBM obloge

Obuhvat i inženjerska svrha sprovedenih provera dati su u Tabeli 5.

N–M proverom postojeće neojačane obloge u desnoj cevi dobijeno je iskorišćenje od 99,16% pri $\Delta p = 200$ kPa i 107,56% pri $\Delta p = 300$ kPa na km 4+280, odnosno 127,74% i 138,22% na km 4+340, dok su u levoj cevi na km 2+300 dobijene vrednosti od 124,23% i 130,44%. Rezultati su korišćeni za izdvajanje kritičnih preseka, ocenu ponašanja obloge tokom kontrolisanog injektiranja i definisanje dozvoljenog režima izvođenja. Zbog lokalizovanog prekoračenja nosivosti i potrebe za njenim povećanjem bez promene globalnog statičkog sistema usvojeno je spoljašnje CFRP ojačanje, kojim je ispunjen uslov $\eta \leq 100\%$. Dodatnom 2D numeričkom verifikacijom preseka desne cevi na km 4+280 i km 4+340 dobijene su maksimalna trajna deformacija od 4,61 mm i proračunska širina prsline od 0,07 mm. U ULS anvelopama momenti savijanja iznosili su od −390,79 do +291,40 kNm, a normalne sile od −2611,76 do +25,13 kN. Karakteristični rezultati prikazani su na Slici 6.

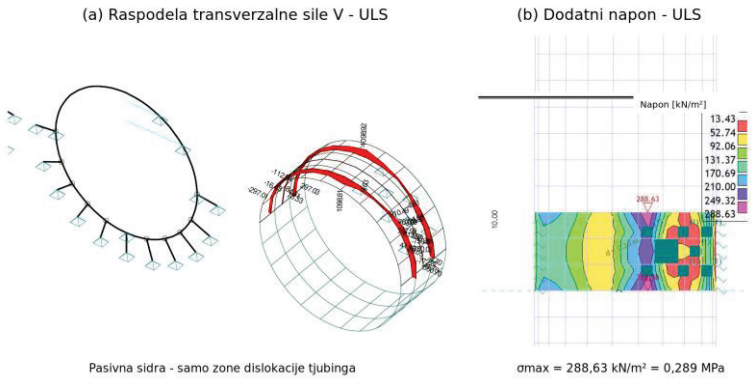
Tabela 5: Numeričke provere sprovedene u projektu sanacije TBM tunelske obloge

Oblast provere	Obuhvat	Inženjerski cilj
Geostatičko stanje	N, M, naponi i deformacije	Provera postojećeg ULS/SLS stanja
Kontrolisano injektiranje	Fazni pritisci 50–300 kPa i granice monitoringa	Dozvoljeni radni pritisak 200 kPa; do 300 kPa
Merodavni preseci	Analitički proračun prstena i 2D/3D numeričke provere	Utvrđivanje merodavnih proračunskih vrednosti
Lokalne CFRP zone	Čvrstoća prema kernovima, N–M provera i proračun ojačanja	Obezbeđenje potrebne lokalne nosivosti
Lokalne zone dislokacije	Smičuća sila V, sile u sidrima, naponi naleganja i lokalni naponi	Pasivna stabilizacija



Slika 6: Rezultati 2D verifikacije obloge desne cevi na km 4+280 i km 4+340: trajna deformacija u SLS i ULS anvelope momenata savijanja i normalnih sila

Za proveru sistema pasivnih samobušećih sidara u složenim geotehničkim uslovima analizirane su zone dislokacije tjubinga na reprezentativnim presecima km 1+355 u levoj i km 1+440 u desnoj cevi. Rezultati prikazani na Slici 7 obuhvataju raspodelu smičuće sile V i dodatni lokalni napon u gornjem delu tjubinga. Maksimalne rezultantne sile u sistemu sidara iznosile su 1,38 MN u levoj i 0,90 MN u desnoj cevi, a proračunske sile po sidru iznosile su 459,10 kN i 298,93 kN. Naponi naleganja ispod sidrenih ploča iznosili su 5,10 MPa u levoj i 4,78 MPa u desnoj cevi, dok je dodatni lokalni napon u tjubingu iznosio 0,289 MPa. Provera postojeće armature pokazala je da je potrebna površina armature od približno 45 mm²/m znatno manja od postojeće površine od 251 mm²/m, čime je potvrđena dovoljna rezerva nosivosti tjubinga za lokalna dejstva izazvana sidrenjem.



Slika 7: Odvojena lokalna ULS provera pasivnih sidara u zonama dislokacije tjubinga: (a) raspodela smičuće sile V; (b) dodatni napon u gornjem delu tjubinga

6. IZBOR MERA SANACIJE

CFRP ojačanje i pasivno sidrenje predviđeni su za različite lokalne pojave i primenjuju se na odvojenim lokacijama. CFRP trake primenjuju se isključivo tamo gde su rezultati ispitivanja jednoaksijalne čvrstoće betonskih kernova i ULS provere pokazali nedovoljnu lokalnu nosivost: oko km 2+300 u levoj cevi i u zoni km 4+280–4+415 u desnoj cevi [1, 8]. Pasivna samobušeća sidra primenjuju se samo u zonama dislokacije tjubinga od km 1+235 do km 1+555 (L = 320 m) u levoj cevi i od km 1+334,05 do km 1+494,05 (L = 160 m) u desnoj cevi. Njihova funkcija je da ograniče dalje radijalno pomeranje dislociranih tjubinga, a ne da ih vrate u prvobitni položaj ili promene statički sistem prstena.

Pored lokalnog CFRP ojačanja i pasivnog sidrenja, koncept sanacije obuhvata zaptivanje aktivnih prodora podzemne vode, britvljenje spojnica, kontaktno-konsolidaciono injektiranje, sanaciju i pasivizaciju lokalno oštećenog armiranog betona, sanaciju drenaže i monitoring. Injektiranje iza segmentne obloge u obe tunelske cevi prethodi ne samo ugradnji CFRP traka i sidara, nego i svim drugim radovima sanacije, kako bi se najpre uspostavio odgovarajući kontakt iza obloge. Aktivni prodori podzemne vode potom se zaptivaju, a na oštećenim spojnicama izvode se radovi britvljenja [1, 7]. Veza između utvrđenog stanja i usvojene mere sanacije prikazana je u Tabeli 6.

Tabela 6: Utvrđeno stanje i usvojena mera sanacije

Utvrđeno stanje	Usvojena mera
Neodgovarajući kontakt obloge i tla	Kontaktno-konsolidaciono injektiranje iza obloge
Aktivni prodori podzemne vode	Zaptivanje aktivnih prodora podzemne vode
Oštećenje spojnica	Britvljenje spojnica
Nedovoljna lokalna čvrstoća betona	Lokalno CFRP ojačanje
Dislocirani tjubinzi	Pasivna samobušeća sidra
Oštećen zaštitni sloj betona	Sanacija betona reparativnim malterima i pasivizacija armature
Oštećena drenaža	Sanacija drenažnih kanala
Neizvesnost tokom izvođenja	Probno polje i monitoring

Pre serijskih radova probno polje potvrđuje usvojene proračunske vrednosti, tehnologiju izvođenja i stvarni odziv obloge. Radni pritisak injektiranja iznosi 200 kPa; povećanje do 300 kPa dopušta se samo nakon uspešne provere bez prekoračenja SLS kriterijuma. Monitoring počinje nultom epohom, sprovodi se tokom svih radova sanacije i nastavlja se u eksploataciji. Obuhvata 3D geodetska i konvergentna merenja, pomeranja tjubinga i geometriju profila, vizuelni pregled novih deformacija i prodora podzemne vode i režime: redovno stanje, upozorenje, alarm i obustava radova. Rezultati omogućavaju prilagođavanje pritisaka i tehnoloških parametara u proverenim SLS granicama.

7. ZAKLJUČCI

Studija slučaja tunela Vračar pokazuje da projekat sanacije postojeće TBM obloge mora da objedini projektnu dokumentaciju, terenska i laboratorijska istraživanja i numeričke ULS/SLS provere. Objedinjenom analizom podataka formiraju se pouzdani ulazni parametri za proračun, a svaka utvrđena pojava povezuje se sa odgovarajućom merom sanacije.

Obloga zadržava odgovarajuću nosivost duž većeg dela trase, dok su utvrđeni nedostaci lokalnog karaktera. CFRP ojačanje ograničeno je na zone u kojima su ispitivanja betonskih kernova i ULS provere pokazali nedovoljnu lokalnu nosivost, dok su pasivna sidra, nezavisno od toga, ograničena isključivo na zone dislokacije tjubinga. Neodgovarajući kontakt iza obloge, aktivni prodori podzemne vode, oštećenja spojnica i betona i nedostaci drenaže rešavaju se kontaktno-konsolidacionim injektiranjem, zaptivanjem aktivnih prodora, britvljenjem spojnica, sanacijom betona i radovima na drenaži. Probno polje potvrđuje proračunske vrednosti i tehnološke parametre, a radovi se nastavljaju samo ako odziv obloge ostaje u okviru SLS pragova. Mere ne menjaju globalni statički sistem, a njihovi efekti prate se monitoringom tokom sanacije i kasnije eksploatacije tunela.

ZAHVALNICA

Autorka zahvaljuje Saobraćajnom institutu CIP d.o.o., Beograd, na stručnoj podršci i omogućenom korišćenju projektne i istražne dokumentacije primenjene u ovom radu.

LITERATURA

[1] Saobraćajni institut CIP d.o.o., Idejni projekat sanacije tunela Vračar, interna projektna dokumentacija, Beograd, 2026.

[2] Geomehanika d.o.o., Geološka i geotehnička terenska istraživanja i laboratorijska ispitivanja tla za sanaciju tunela Vračar, interna tehnička dokumentacija.

[3] Institut IMS a.d., Izveštaj o laboratorijskom ispitivanju betonskih kernova iz segmentne armiranobetonske obloge tunela Vračar; Izveštaj o laboratorijskom ispitivanju injekcione mase iza segmentne obloge tunela Vračar; Izveštaj o laboratorijskom ispitivanju podzemne vode za sanaciju tunela Vračar, komplet interna laboratorijska dokumentacija.

[4] SRPS EN 1990, Evrokod; SRPS EN 1992-1-1, Evrokod 2; SRPS EN 1997-1, Evrokod 7; SRPS EN 1504-3; SRPS EN 1504-9.

[5] Maidl B., Herrenknecht M., Maidl U., Wehrmeyer G., Mechanised Shield Tunnelling, 2nd ed., Ernst & Sohn, Berlin, 2012.

[6] ITA Working Group 2, Guidelines for the Design of Segmental Tunnel Linings, ITA Report No. 22, ITA-AITES, 2019.

[7] Thewes M., Budach C., Grouting of the Annular Gap in Shield Tunnelling, Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress, Budapest, 2009.

[8] Fédération internationale du béton, Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, fib Bulletin No. 14, Lausanne, 2001.

ДГКС ASES | S-26
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026079U

Nikola Uzunov[1], Ivan Ignjatović[2]

EFFECTS OF REPAIR AND PROTECTION PRODUCTS ON THE CARBONATION RESISTANCE OF CONCRETE

Summary: This study presents a comparative analysis of the effects of different types of protective coatings on the carbonation resistance of structural concrete. The results are based on a series of laboratory tests conducted on concrete specimens exposed to accelerated carbonation in accordance with SRPS EN 12390-12:2010, *Testing hardened concrete – Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete – Accelerated carbonation method*. The concrete specimens were treated with different types of protective coatings based on silane, acrylic resin and epoxy resin. The carbonation depths measured after exposure were compared with those of unprotected reference specimens, thereby allowing the effectiveness of each protective coating to be evaluated. In addition, different cement- and polymer-based repair mortars were tested to assess the carbonation resistance of repaired reinforced concrete structures. The laboratory tests were conducted at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade. All repair and protection products used in the study were manufactured by Ading.

Keywords: carbonation, durability of structures, concrete, protection coatings

EFEKTI PRIMENE PROIZVODA ZA SANACIJU I ZAŠTITU AB KONSTRUKCIJA NA KARBONATIZACIONU OTPORNOST BETONA

Rezime: U radu je prikazana uporedna analiza efikasnosti različitih vrsta premaza namenjenih zaštiti armiranobetonskih konstrukcija od karbonatizacije. Rezultati su zasnovani na seriji laboratorijskih ispitivanja uzoraka betona izloženih ubrzanoj karbonatizaciji, sprovedenih u skladu sa standardom SRPS EN 12390-12:2010, *Ispitivanje očvrslog betona – Deo 12: Određivanje otpornosti betona na karbonatizaciju – Metoda ubrzane karbonatizacije*. Ispitivani uzorci betona zaštićeni su različitim vrstama zaštitnih premaza na bazi silana, akrilne smole i epoksidne smole. Dubine karbonatizacije izmerene nakon izlaganja upoređene su sa dubinama karbonatizacije referentnih, nezaštićenih uzoraka istog betona, na osnovu čega je ocenjena efikasnost primenjenih zaštitnih premaza. Dodatno, ispitana je otpornost na karbonatizaciju različitih vrsta sanacionih maltera na bazi cementa i polimera. Laboratorijska ispitivanja sprovedena su na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, a primenjeni zaštitni i sanacioni materijali proizvodi su kompanije Ading.

Ključne reči: karbonatizacija, trajnost konstrukcija, beton, zaštitni premazi

[1] ADING AD Skopje, Republic North Macedonia, uzunov@ading.com.mk
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia

1. UVOD

Svi građevinski objekti, u zavisnosti od njihove namene i mikrolokacije, tokom eksploatacije izloženi su različitim štetnim uticajima sredine u kojoj su izgrađeni. Jedan od najčešćih uticaja koji mogu ugroziti trajnost armiranobetonskih konstrukcija jeste karbonatizacija betona. Ovaj proces nastaje prodiranjem ugljen-dioksida (CO_2) iz okolne sredine u beton i njegovom reakcijom sa produktima hidratacije cementa, pri odgovarajućem nivou vlažnosti betona. Posledica karbonatizacije je smanjenje pH vrednosti betona, od 12,5 na približno 8,8. U sredini gde je pH vrednost manja od 11, dolazi do gubitka pasivne zaštite armature i stvaranja uslova korozioni proces.

Ukoliko armiranobetonska konstrukcija nije projektovana i izvedena tako da poseduje odgovarajuću otpornost na karbonatizaciju, svojstva betona i armature mogu se tokom vremena postepeno pogoršavati. Ako se ne preduzmu odgovarajuće mere zaštite i sanacije, dugotrajno odvijanje procesa karbonatizacije i posledična korozija armature mogu ugroziti trajnost i upotrebljivost objekta, a u poodmakloj fazi i nosivost i sigurnost armiranobetonske konstrukcije, slika 1.

Slika 1: Efekti karbonatizacije betona na realnim konstrukcijama

Evropski standard za beton *SRPS EN 206-1 Beton: specifikacija, tehničke karakteristike, proizvodnja i usaglašavanje,* definiše 4 klase izloženosti betonskih konstrukcija na karbonatizaciju, u zavisnosti od stepena i tipa vlažnosti sredine, tabela 1:

Tabela 1: Klase izloženosti karbonatizaciji

Klasa izloženosti	Primeri konstrukcija
XC1 – Suva ili trajno vlažna sredina	Beton trajno potopljen, objekti u sredini sa niskom vlažnošću
XC2 – Vlažna sredina, retko suva	Temeljne konstrukcije
XC3 – Umereno vlažna sredina	Spoljne betonske površine, zaštićene od kiše
XC4 – Ciklično vlažna sredina	Horizontalne AB površine izložene atmosferskim uticajima, trotoari, parkirališta

U okviru istog standarda date su i preporuke za dizajn betona u zavisnosti od toga u kojoj je klasi izloženosti kategorizovan. Ove preporuke definišu minimalne uslove za projektovanje betona koje uključuju: minimalnu čvrstoću betona, minimalna količina cementa, maksimalni W/C-faktor, tabela 2.

Tabela 2: Preporuke EN 206-1 za projektovanje sastava betona

Klasa izloženosti betona na karbonatizaciju	XC1	XC2	XC3	XC4
Minimalna klasa čvrstoće betona	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37
Minimalna količina cementa	260 kg/m^3	280 kg/m^3	280 kg/m^3	300 kg/m^3
Maksimalni W/C-faktor	0, 66	0, 6	0, 55	0, 5

2. ODREĐIVANJE DUBINE KARBONATIZACIJE

Dubina karbonitizacije očvrslog betona u ugrađenog u već postojeće konstrukcije najčešće se ispituje korišćenjem indikatora *Fenolftaleina*, koji u slučaju kada je pH vrednost betona iznad 9 daje ljubičastu boju. Ispitivanje se vrši prema standardu *SRPS EN 14630 Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method*, a globalni cilj ispitivanja je da se utvrdi da li postoji rizik pojavjivanja korozije armature. Metoda ispitivanja može da se primeni na laboratorijski pripremljenim uzorcima izloženim ubrzanoj karbonatizaciji ili na terenu, gde se ispituju uzorci uzeti direktno iz konstrukcije. Tipično, ispitivanje se vrši na način što uzorak betona (kocka, cilindar ili kern) "cepi" po sredini, čisti se i prska rastvorom fenolftaleina. Uobičajeno, promena boje javlja se u roku od 30 sekundi. Dubina karbonitizacije je rastojanje od površine betona do purpurne zone (meri se u standardom definisanom broju tačaka po svakoj strani i računa srednja vrednost). Samo beton koji je izrazito purpurno obojen omogućava adekvatnu zaštitu armature. Terensko ispitivanje karbonatizacije betona može se izvesti i olamanjem ivice betona čekićem i potom nanošenjem rastvora, slika 2.

Slika 2: Terensko ispitivanje dubine karbonatizacije betona

3. ODREĐIVANJE OTPOROSTI BETONA NA KARBONATIZACIJU PREMA STANDARDU EN 12390-12:2010 – METODA UBRZANE KARBONATIZACIJE – OPIS STANDARDA I METODA

Karbonatizacija betona je dugotrajni proces i najčešće su potrtebne godine (i decenije) da bi se karbonatizovao ceo zaštitni sloj i da počne korozija armature. Dodatno, na površini betona nema nikakvih vidljivih indikacija karbonizacije sve dok korozija armature ne postane toliko intenzivna da nastali produkti korozije (rđa) koja ekspandiraju ne probiju na površini (pritom formirajući prsline u zaštitnom sloju betona) – a tada je već kasno i potrebno je da se izvrši konstruktivna sanacija AB konstrukcije.

Da bi se odredila otpornost određenog tipa betona na karbonatizaciju nakon proizvodnje primenjuje se metoda SRPS EN 12390-12 – Metoda Ubrzane Karbonatizacije (*Testing hardened concrete - Part 12: Determination of the carbonation resistance of concrete - Accelerated carbonation method*).

Metoda Ubrzane Karbonizacije se bazira na izlaganju uzoraka očvrslog betona u kontrolisanim (laboratoriskim) uslovima konstantne temperature, vlage i povećane koncentracije CO_2 (T=20±2°C; RH=57±3%; CO_2=3%). Vreme trajanje izlaganja iznosi 70 dana, a dubina karbonizacije uzoraka se ispituje fenoftaleinom nakon 14, 28, 56, 70 dana.

Na bazi dobijenih rezultata može da se predvidi adekvatna debljina zaštitnog sloja betona ili primena zaštitnih premaza koje sprečavaju karbonatizaciju betona.

4. PRINCIPI-METODE ZA ZAŠTITU BETONA OD DEJSTVO KARBONATIZACIJE PREMA STANDARDU EN 1504-2

Osnovni principi i metode površinske zaštite betona definisani su evropskim standardom za zaštitu i sanaciju betona SRPS EN 1504 *Products and systems for the protection and repair of concrete structures*.

Uobičajeno, za zaštitu AB konstrukcija izloženih dejstvu karbonatizacije primenjuju se tri Metode:

- Hidrofobna Impregnacija – Tretman betona kojim se dobija vodo-odbojna i paropropusna površina; istovremeno, izgled površine se ne menja; često se koristi kao prajmer za druge zaštitne premaze ili za zaštitu kulturno-istoriskih spomenika. (Odgovara Principima zaštite 1,2,8)
- Impregnacija – Tretman za poboljšavanje fizičko-mehaničkie i hemiske otpornosti betonske podloge; koristi se za obradu industriskih podova; površina impregniranog betona dobija sjajni izgled
- Premazivanje / Oblaganje – Formiranje kontinuiranog neprekidnog zaštitnog sloja na površini betona; štiti beton od prodora vlage i agresivnih materija; povećava fizičko-mehaničku otpornost podloge; štiti betonsku površinu od dejstva hemijske agresije

Navedene Metode odgovaraju na sledeće Principe zaštite betonskih konstrukcija (prema EN 1504): Princip 1: Zaštita od prodiranja, Princip 2: Zaštita od vlage, Princip 5: Poboljšanje–ojačanje površine, Princip 6: Zaštita od hemijske agresije, Princip 8: Povečanje električne otpornosti preko limitiranja vlažnosti.

Dodatno, posledica karbonatizacije – započeta korozija armature, može da se uspori ili blokira primenom Inhibitora Korozije - nisko-viskozni materijal koji se nanosi na površinu očvrslog novog ili starog betona, prodire u strukturu betona i dolazi u kontakt sa čeličnom armaturom na koju formira površinski zaštitni sloj koji sprečava proces korozije. Prema standardu SRPS EN 1504, ovi proizvodi odgovaraju Principu 11 *Kontrola anodnih površina*, Metoda 11.3 *Aplikacija inhibitora korozije na površini betona*. Inhibitori korozije obično se primenjuju za sanaciju i zaštitu već postojećih konstrukcija koje su afektirane karbonatizacijom. Inhibitori korozije se koriste u kombinaciji sa drugim premazima kao deo sistema za zaštitu betona od karbonizacije.

5. LABORATORISKA ISPITIVANJA PREMAZA ZA ZAŠTITU BETONA OD KARBONATIZACIJE

Sa ciljem da se utvrdi efikasnost različitih tipova premaza za zaštitu betona od karbonatizacije, na Građevinskom fakultetu u Beogradu izvršena je serija laboratoriskih ispitivanja betona izloženog Ubrzanoj Karbonatizaciji (prema standardu: SRPS EN 12390-12:2010 *Ispitivanje očvrslog betona, deo 12: Određivanje otpornosti betona na karbonatizaciju – Metoda ubrzane karbonatizacije*). Ispitivani uzorci betona su bili zaštićeni različitim tipovima zaštitnih premaza na bazi Silana, Akrilne i Epoksidne smole. Dobijeni rezultati izmerene dubine karbonatizacije

nakon izlaganja betona su upoređeni sa etalonom (uzorkom istog betona koji nije bio zaštićen) i tako je ocenjena efikasnost zaštitnog premaza.

5.1. PLAN I TOK ISPITIVANJA

Sa ciljem da efekti karbonatizacije (odnosno efikasnost zaštitnog premaza) budu što jasniji, primenjen je beton relativno niskih performansi (kakav se ponekad javja kod starijih infrastrukturnih i drugih objekta). Klasa čvrstoće betona je C25/30, a srednja utvrđena čvrstoća betona na 28 dana iznosi (28,13 + 30,37)/2 = 29,25 MPa.

Svi uzorci betona su uzeti iz istog mešunga, ugrađeni (slika 3) i čuvani u istim uslovima (prema standardu SRPS EN 12390-12). Beton je ugrađen u 14 prizmi dimenzija 100x100x400mm koje su nakon vađenja iz kalupa čuvane u vodi narednih 28 dana. Nakon 28 dana, po 3 uzorka betona su premazani različnim tipovima zaštitnih premaza:

Etalon – Beton bez zaštite

Fasil V – Hidrofobna Impregnacija (Hydrophobic Impregnation) na bazi Silana

Antikorozin BB – Zaštitni premaz (*Coating*) na bazi akrilne smole (vodo-rastvorivi)

Adingpoks Akva 1B – Zaštitni premaz (*Coating*) na bazi epoksidne smole (vodo-rastvorivi)

Preostla 2 uzoraka betona su (nezaštićeni) bili izloženi ubrzanoj karbonatizaciji u periodu od 28 dana, nakon čega je izmerena dubina karbonatizacije i polovina svakog uzorka je premazana zaštitnim premazom Antikorozin BB, odnosno Adingpoks Akva 1B, slika 3 desno. Ovakvi uzorci su ponovo vraćeni u komoru za karbonatizaciju i ispitani nakon ukupno 56 i 70 dana izloženosti, odnosno nakon dodatnih 28 i 42 dana od trenutka nanošenja premaza. Na ovaj način, laboratoriski je simulirana sanacija objekata, gde se AB konstrukcije saniraju i štite nakon više godina izloženosti. Cilj je da se utvrdi da li ovako nanesena zaštita konstrukcije, ima efekat usporavanja ili blokiranja daljeg procesa karbonatizacije.

Slika 3: Pripremanje betonskih uzoraka za ispitivanje (levo i u sredini) i Aplikacija zaštitnih premaza (desno)

5.2. REZULTATI ISPITIVANJA

Kod ovako pripremljenih uzoraka betona, progresija karbonatizacije je praćena u periodu od 70 dana izloženosti, pri čemu su merenja dubine prodora karbonatizacije vršena fenoftaleinskim testom nakon 14, 28, 56, 70 dana. Merenja su vršena na uzorkom betona širine ~5cm, koji je odlomljen od pripremjenih betonskoh prizmi. Rezultati ispitivanja ukazuju da:

Etalon – Očekivano je zabeležen kontinuirani prirast karbonatizacije koja nakon 70 dana izloženosti dostiže dubinu od 13,7 mm (srednja vrednost)

Fasil V – Prvih 28 dana nakon izlaganja ubrzanoj karbonatizaciji hidrofobni impregnatori štite beton, nakon čega se njihov efekat smanjuje. Dubina karbonatizacije nakon 70 dana izloženosti dostiže dubinu od 11,7 mm

Antikorozin BB – Daje skoro apsolutnu zaštitu od karbonatizacije, nakon 70 dana izloženosti dubina karbonatizacije betona je samo lokalna i relativno malog obima (nemerljiva, bez jasnog karbonatizacionog fronta po obimu uzorka)

Adingpoks Akva 1B – Daje skoro apsolutnu zaštitu od karbonatizacije, nakon 70 dana izloženosti dubina karbonatizacije betona je samo lokalna i relativno malog obima

Kod uzoraka betona koji su zaštićeni premazom Antikorozin BB, odnosno Adingpoks Akva 1B tek nakon 28 dana izloženosti ubrzanoj karbonatizaciji, dobijeno je najpre usporavanje procesa (na 56 dana), a zatim i kompletno blokiranje daljeg razvoja karbonatizacije betona (nakon 70 dana).

Tabela 3: Rezultati ispitivanja dubine karbonatizacije

Uzorak	Opis	Srednja vrednost Dubina karbonatizacije (mm)			
		14 d	28 d	56 d	70 d
ETALON	Beton bez zaštite	5,19	8,25	12,69	13,69
FASIL V	Hidrofobna Impregnacija	3,20	6,43	9,93	11,69
ANTIKOROZIN BB	Zaštitni premaz na bazi akrilne smole	/	/	/	/
ADINGPOKS AKVA 1B	Zaštitni premaz na bazi epoksidne smole	/	/	/	/
ANTIKOROZIN BB (28 d)	Zaštitni premazi aplicirani na etalonski uzorak nakon 28 dana izloženosti	5,78	8,73	9,66	9,49
ADINGPOKS AKVA 1B (28 d)		6,33	9,2	11,4	10,17

Slika 4: Stepen karbonatizacije betona nakon 28 i 56 dana izloženosti
"Е" – Etalon; "АА1Б" – Adingpoks Akva 1B; "АББ" – Antikorozin BB; "ФБ" – Fasil V

6. LABORATORISKA ISPITIVANJA SANACIONIH MALTERA NAMENJENIH ZA SANACIJU BETONA IZLOŽENOG KARBONATIZACIJI

Kod konstrukcija kod kojih je zaštitni sloj betona u potpunosti izgubio svoju funkciju u smislu zaštite armature od korozije, neophodno je da se izvrši sanacija zaštitnog sloja. U ekstremnijim slučajevima, kada su korozija armature i degradacija betona značajni (funkcionalnost i sigurnost konstrukcije su smanjeni), neophodno je da se preduzmu mere konstruktivne sanacije i ojačanja AB konstrukcije.

Pri tome, svi proizvodi (reparaturni malteri) koji se koriste za ovakve sanacije, potrebno je da budu otporni na dejstvo buduće karbonatizacije. Drugi deo ovog rada – i druga serija izvršenih laboratoriskih ispitivanja – ilustrira otpornost različitih tipova reparaturnih maltera na dejstvo ubrzane karbonatizacije.

6.1. PRINCIPI-METODE ZA SANACIJU AB KONSTRUKCIJA IZLOŽENIH DEJSTVU KARBONATIZACIJE PREMA STANDARDU EN 1504-3

Osnovni principi i metode sanacije betona definisani su evropskim standardom za zaštitu i sanaciju betona SRPS EN 1504 *Products and systems for the protection and repair of concrete structures*.

Uobičajeno, za sanaciju AB konstrukcija izloženih dejstvu karbonatizacije primenjuju se sledeće Metode:

- Ručno nanošenje maltera
- Reprofliranje sa betonom
- Prskanje maltera ili betona (*Shotcrete*)
- Dodavanje novih ili zamena armaturnih šipki
- Dodavanje betona ili maltera
- Povećanje zaštitnog sloja armature malterom ili betonom
- Zamena degradiranog betona

Navedene Metode odgovaraju na sledeće Principe zaštite betonskih konstrukcija (prema EN 1504): Princip3: Reparacija betona, Princip4: Konstruktivno ojačanje, Princip7: Očuvanje ili vraćanje pasivnosti.

6.2. PLAN I TOK ISPITIVANJA REPARATURNIH MALTERA

Cilj ovog dela ispitivanja je da se da utvrdi otpornost na karbonatizaciju različitih tipova specijaliziranih materijala (maltera), namenjenih za sanaciju AB konstrukcija.

Uzorci sanacionih maltera su preuzeti od jednog specijalizovanog proizvođaća, kompanije ADING. Sanacioni malteri su ugrađeni u prizme dimenzija 40x40x160mm, koje su nakon vađenja iz kalupa čuvane u vodi narednih 28 dana. Nakon 28 dana, po 6 uzorka maltera su dopremljeni u laboratoriju Građevinskog Fakulteta u Beogradu, gde su ispitani na dejstvo ubrzane karbonatizacije (prema standardu SRPS EN 13295).

Testirani su uzorci tri tipa sanacionih maltera:

Reparatur Malter F4 – Polimer-cementni reparaturni malter, 1-komponentni, namenjen za konstruktivne sanacije AB konstrukcija, koji omogućuje ručno ili mašinsko ugrađivanje (rasprskivanjem)

Eksmal 4 – Samorazlivajući malter na bazi cementa, 1-komponentni, visoke čvrstoće, namenjen za konstruktivne sanacije AB konstrukcija, reprofiliranje i povećanje betonskih preseka, kao i za ankerisanje nove armature u beton.

Adingpoks Akva – Cementno-epoksidni reparaturni malter, 3-komponentni, namenjen za sanaciju i zaštitu AB konstrukcija izloženih na dejstvo intenzivnih mehaničkih i hemiskih uticaja i visoke karbonatizacije. Uobičajeno se koriste za zaštitu sekundarne obloge kod putnih tunela. Omogućuje mašinsko ugrađivanje (rasprskivanjem).

6.3. REZULTATI ISPITIVANJA

Ovako priprermljeni uzorci sanacionih maltera, nakon kondicioniranja, izloženi su ubrzanoj karbonatizaciji u periodu od 56 dana (prema standardu SRPS EN 12390-12).

Nakon izlaganja, izvršena su meranja dubine karbonatizacije pomoću Fenolftaleinskog indikatora. Pri tome, kod nijednog od ispitanih uzoraka nije došlo do pojave karbonatizacije.

Slika 5: Ispitivanje reparaturnih maltera nakon 56 dana izloženosti ubrzanoj karbonatizaciji

Adingpoks Akva; Eksmal 4; Reparatur Malter F4

7. ZAKLJUČAK

Karbonatizacija betona predstavlja jedan od najvećih uzroka degradacije i smanjenja trajnosti AB konstrukcija. Nove i već postojeće konstrukcije koje su izložene visokom riziku od karbonatizacije (npr. infrastrukturni objekti, mostovi, tuneli, industriski objekti, fabrički dimnjaci itd.) potrebno je da se zaštite odgovarajućim premazima za zaštitu od karbonatizacije.

Izvršena ispitivanja nedvosmisleno ukazuju da primena zaštitnih premaza na bazi Akrilne smole – Antikorozin BB i Epoksidne smole – Adingpoks Akva 1B, daju visok stepen zaštite betona od dejstva karbonatizacije.

Sredstva za hidrofobnu impregnaciju betona na bazi silana – Fasil V, daju zaštitu betona na kraći rok, tako da se isti preporučuju kao prajmer za primenu zaštitnih premaza, tj kao dodatna zaštita ukoliko dođe do fizičkog oštećenja premaza.

Svi ispitani uzorci sanacionih maltera proizvedenih na bazi cementa i polimera/epoksida, pokazuju ekstremno visoku otpornost na dejstvo karbonatizacije, što omogućuje da sanirane AB konstrukcije dobiju veću otpornost na dejstvo karbonatizacije tokom dalje eksploatacije konstrukcije.

Naravno, sanirane konstrukcije se po pravilu završno i štite zaštitnim premazima. Ispitivanja betona kod kojih već postoji karbonatizacija u trenutku kada se nanosi zaštitni premaz (Antikorozin BB ili Adingpoks Akva 1B), pokazuju da ovi premazi blokiraju dalji razvoj karbonatizacije.

REFERENCE

[1] GF Beograd, Izveštaj Br. 41-2026: "O ispitivanju betonskih uzoraka u pogledu otpornosti na karbonatizaciju"

[2] GF Beograd, Izveštaj Br. 70-2026: "O ispitivanju malterskih uzoraka u pogledu otpornosti na karbonatizaciju"

[3] Brošura: "Ading sistemi i tehnologije za sanaciju, reparaciju i zaštitu armirano - betonskih konstrukcija, u skladu sa EU standardom EN-1504"

[4] Standard SRPS EN 12390-12:2010: Ispitivanje očvrslog betona, deo 12: Određivanje otpornosti betona na karbonatizaciju – Metoda ubrzane karbonatizacije

[5] Standard SRPS EN 14630:2010: Određivanje dubine karbonatizacije očvrslog betona fenolftaleinskom metodom

S-27
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026023S

Teodora Stanoev[1], Iva Mrdaković[1], Maja Tatić[2]

TOOLS FOR ENHANCING DESIGN WORKFLOWS IN REVIT

Summary: Contemporary design workflows increasingly rely on BIM technology and digital tools that improve the efficiency and accuracy of project documentation. Autodesk Revit is one of the key platforms for BIM modeling, while its capabilities are further expanded through various plug-ins and scripting solutions. This paper analyzes different approaches to improving design workflows through the use of existing plug-ins, the development of custom tools, and the application of visual programming within Dynamo, including its integration with the Python scripting language. A parametric design approach utilizing Grasshopper is also examined. The work provides an overview of the possibilities these tools offer, as well as recommendations for their practical implementation to increase efficiency and support automation within the design process.

Keywords: BIM, Autodesk Revit, automation, Dynamo, Python

ALATI ZA UNAPREĐENJE PROJEKTOVANJA U REVITU

Rezime: Savremeno projektovanje sve više se oslanja na BIM tehnologiju i digitalne alate koji omogućavaju efikasniju izradu i upravljanje projektnom dokumentacijom. Softver Autodesk Revit predstavlja jednu od ključnih platformi za BIM modelovanje u svetu, dok se njegova funkcionalnost dodatno proširuje primenom plug-in alata i skriptnih rešenja. U radu su analizirani različiti pristupi unapređenju projektovanja kroz korišćenje postojećih plug-in alata, razvoj prilagođenih (custom) rešenja, kao i primena vizuelnog programiranja u okviru alata Dynamo i njegova integracija sa programskim jezikom Python. Takođe je razmotren parametarski pristup projektovanju korišćenjem alata Grasshopper. Rad daje pregled mogućnosti ovih alata i preporuke za njihovu primenu u cilju povećanja efikasnosti i automatizacije procesa projektovanja.

Ključne reči: BIM, Autodesk Revit, automatizacija, Dynamo, Python

[1] Whitby Wood Popovic DOO, Serbia
[2] Whitby Wood Popovic DOO, Serbia, maja.tatic@whitbywood.com

1. UVOD – ZNAČAJ AUTOMATIZACIJE U BIM PROJEKTOVANJU

Savremeni projektni biro suočava se sa sve većim pritiscima: kraći rokovi, složeniji projekti, uključujući one čija geometrija ima slobodnu formu koja se ne može definisati matematički, više disciplina u koordinaciji i rastući zahtevi za tačnošću tehničke dokumentacije. U takvom okruženju, vreme koje projektant provodi na ponavljajućim, manuelnim zadacima direktno se odražava na kvalitet i efikasnost celog projekta.

Istraživanja pokazuju da projektanti u prosečnom radnom danu provodu i do 30% vremena na zadacima koji se ponavljaju i koji ne zahtevaju kreativno rešavanje problema - preimenovanje elemenata, ručno popunjavanje tabela, poravnavanje pogleda na crtežima, prenosi podataka iz jednog softvera u drugi itd. Automatizacija ovih zadataka nije luksuz, već neophodnost.

Projektni biroi koji su usvojili automatizaciju i razvoj prilagodljivih alata beleže konkretne prednosti: kraći rokovi isporuke, manje grešaka u tehničkoj dokumentaciji i veća sposobnost preuzimanja složenijih projekata bez povećavanja tima. Ne zahteva se da svaki član tima bude programer - dovoljno je da jedan član tima razvije ili preuzme gotovu skriptu koju ostatak tima pokreće jednim klikom. Ovakav model deljenja znanja unutar tima osnova je moderne BIM kulture.

Predmet ovog rada je razvrstavanje problema u nekoliko grupa i prikaz rešenja koja su se u praksi pokazala korisnim, a odnose se na primenu odabranih BIM alata za unapređenje procesa projektovanja. Poseban osvrt je napravljen na automatizaciju radnih tokova, standardizaciju modela i povećanje efikasnosti projektantskih timova. Kroz analizu najčešće korišćenih alata biće prikazane njihove osnovne funkcionalnosti, prednosti i potencijal za primenu u svakodnevnoj projektantskoj praksi.

Slika 1: Vizuelni prikaz automatizacije procesa u BIM okruženju

Kroz višegodišnji rad u BIM okruženju, došli smo do prirodne podele problema sa kojima se suočavamo, a koji se ne odnose na sam proces projektovanja, na sledećih nekoliko kategorija:

- Problemi povezani sa jednostavnim, ali ponavljajućim radnjama,
- Problemi definisanja i kontrolisanja modela i velikih količina podataka,
- Problemi interoperabilnosti modela kompleksne geometrije

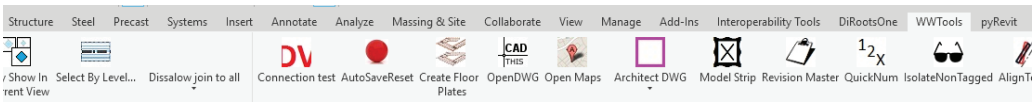
U prvoj grupi se nalaze postupci poput kreiranja crteža, postavljanja informacija o elemenima na crtežima (npr označavanje elemenata, kotiranje), priprema modela za isporuku, ručnog podešavanja i usklađivanja izgleda crteža i radnih pogleda i slično. U prvom delu ovog rada predstavljeni su add-in alati koje smo razvili za potrebe naše firme (*WW Tools*), ali i one koji su globalno dostupni za primenu, a koji bi mogli biti značajni mnogim korisnicima Revita, nezavisno od discipline (*pyRevit*). Oni se odnose na sam izgled crteža, radnih pogleda i olakšavaju svakodnevni rad.

Druga grupa se odnosi na podatke koje sam BIM podrazumeva - koordinacija modela, provera modela, definisanje, unošenje i izmena svih parametara koji pomažu da se objekat jednostavnije izvede i omogući adekvatno održavanje objekta. Prikazaćemo alate koji su se pokazali najkorisnijim na projektima na kojima smo radili. Za kontrolu modela je opisan *Interoperability Tools*, dok smo za kontrolu parametara, kao i prilagođavanje imena familija, šablona, parametara potrebama konkretnog projekta/podneblja koristili *DiRoots*, te smo njega i predstavili.

U treću grupu spadaju problemi kakve susrećemo najčešće kad pokušavamo da zadovoljimo potrebe moderne arhitekture, koja ume biti sve zahtevnija sa napretkom tehnologije. Naše iskustvo je da takvi elementi kompleksne geometrije najčešće budu definisani matematički, primenom specijalizovanih softvera i potrebno je primeniti određene korake kako bi se takvi elementi uvezli u Revit, dovoljno precizno, da se može omogućiti izvođenje na gradilištu. Alati koji su nam bili najkorisniji su *Dynamo* i *RhinoInside.Revit*, odnosno *Grasshopper*.

2. PROŠIRENJE FUNKCIONALNOSTI REVITA KROZ ADD-IN ALATE

Jedan od prvih problema na koji se naišlo bio je usporavanje rada i rast veličine fajla sa starenjem modela. Revit modeli tokom dugotrajnog razvoja projekta nagomilavaju familije, tipove i stilove koji se više ne koriste, ali ostaju "zaglavljeni" u fajlu. Da bi se ovaj problem rešio, započet je razvoj skupa alata WW Tools i u okviru njega je alat Model Strip (slika 2), kao prvi pokušaj automatizacije, koji u jednom koraku selektivno čisti model od svega što nije u upotrebi - posebno koristan u trenutku kada se finalni model isporučuje klijentu i kada je važno da fajl bude "čist" i optimalan.



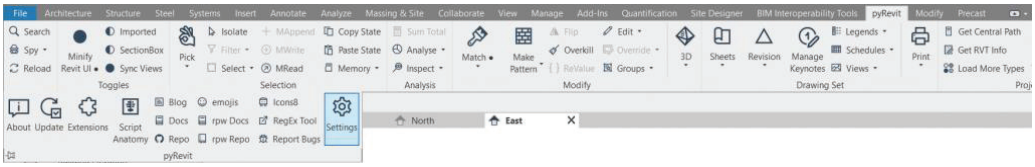
Slika 2: WW Tools ribbon - pregled dostupnih alata integrisanih u Revit interfejs

Sličan problem javio se i kod tačnosti modela, konkretno kod dodele nivoa (levela) elementima. U praksi se često događa da se prilikom kopiranja elemenata između nivoa pojedini elementi "zalepe" za pogrešan nivo, a takva greška je vizuelno teško uočljiva, dok istovremeno direktno utiče na tačnost iskaza količina - jedan od najosetljivijih segmenata projektne dokumentacije. Kako bismo ovaj rizik sveli na minimum, razvijen je alat *Select By Level*, koji u 3D pogledu izoluje sve elemente dodeljene odabranom nivou, čime se omogućava brza i sistematična provera svakog nivoa pojedinačno, pre nego što eventualna greška dospe u dokumentaciju.

Uz to se javio i problem pri radu sa uvezenim DWG podlogama. Slojevi uvezenog DWG fajla često dolaze u različitim, nasumičnim bojama, što vizuelno otežava razlikovanje podloge od izvornih Revit elemenata i povećava mogućnost zabune tokom modelovanja. Kako ne bi morali svaki put iznova ponoviti nekoliko radnji za prilagođavanje izgleda, rešenje je pronađeno u alatu *Architect DWG*, koji jednim klikom boji sve slojeve uvezenog fajla u jedinstvenu boju i definiše kao providne, čime se podloga jasno odvaja od ostatka modela.

Krenuvši od ovih internih alata, počeli smo da razmišljamo i o razvoju drugih, sličnih dodataka, za probleme na koje smo nailazili. Međutim, tokom tog procesa pokazalo se da na

tržištu već postoji bogato rešenje koje pokriva veliki deo ovakvih potreba – *pyRevit* [4], besplatan, open-source add-in koji se od ostalih rešenja izdvaja po tome što ne zahteva formalno programersko znanje. Nakon instalacije, *pyRevit* u Revit ribbon dodaje sopstveni tab sa više od 150 unapred pripremljenih alata, a njegova ključna prednost leži u tome što je svaki alat obična *Python* (.py) skripta koju korisnici mogu da pogledaju, izmene i prilagode sopstvenim potrebama, bez prevođenja koda u izvršni program.



Slika 3: pyRevit ribbon - pregled dostupnih alata integrisanih u Revit interfejs

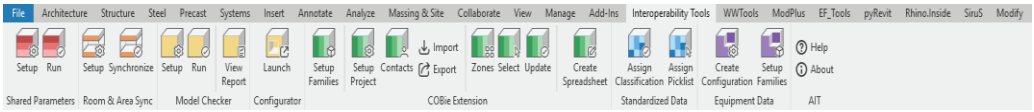
Umesto da se ponovo razvijaju rešenja za probleme koji su već pokriveni, krenuli smo da iz ponuđenih 150 alata izdvojimo one koji su odgovarali konkretnim situacijama u svakodnevnom radu. Kada na centralnom modelu paralelno radi više timova - arhitektonski, konstrukcijski i mašinsko/elektrotehnički (MEP), lako se dogodi da se nehotice otvori i izmeni pogrešan pogled, posebno kada modeli sadrže desetine sličnih pogleda. *Tab Coloring* je iskorišćen da se taj rizik svede na minimum: pojedinim tabovima dodeljene su boje prema disciplini, pa su arhitektonski pogledi obeleženi zelenom, konstrukcijski plavom, a mašinsko/elektrotehnički narandžastom bojom, čime je olakšan rad sa više različitih modela.

Potreba za brzom vizuelnom orijentacijom javila se i na nivou samih elemenata modela. U konkretnom slučaju, rađeno je na pregledu čeličnih greda različitih tipova i dimenzija, gde je trebalo brzo proveriti da li su grede ispravno raspoređene prema projektovanom rešenju. Korišćenjem alata *Color Splasher*, pojedinim grupama greda dodeljene su različite boje prema nazivu tipa elementa, čime je dobijen jasan grafički prikaz rasporeda u modelu - bez ikakve izmene samog modela. Na taj način su eventualna odstupanja od projektovanog rešenja postala uočljiva na prvi pogled, umesto da se otkrivaju tek prilikom detaljne provere.

Na sličan način je rešen i problem pri izradi planova opterećenja, gde je ručno spajanje i razdvajanje pojedinačnih šrafura predstavljalo sporu i repetitivnu operaciju, posebno kada je broj regiona velik. Korišćenjem alata *Merge/Split Filled Regions*, ova operacija je svedena na nekoliko klikova, čime je grafička priprema planova opterećenja značajno ubrzana u odnosu na ručnu obradu.

3. INTEROPERABILITY TOOLS

Značenje reči BIM je *Building Information Modeling*. To nije puko 3D modelovanje, već je potrebno da sam model sadrži informacije o objektu koje se mogu koristiti i unapređivati u svim fazama projektovanja, izgradnje, ali i upotrebe građevinskih objekata. Jedna od osnovnih alatki koju je razvio Autodesk i koja nam pomaže u tome je *Interoperability Tools*.



Slika 4: Interoperability Tools ribbon - pregled dostupnih alata integrisanih u Revit interfejs

Jedan od problema sa kojim se suočavamo na svakom projektu jeste kako da se obezbedi da model, bez obzira na to koliko ljudi na njemu radi i koliko dugo se razvija, dosledno ispunjava standarde firme i zahteve projekta. Ručna provera modela - element po element, parametar po parametar - nije samo spora, već i podložna propustima, posebno kada se radi o velikim modelima sa hiljadama elemenata ili kad je potrebno tu proveru izvršiti više puta. Greška koja se previdi u

ranoj fazi projektovanja lako se "prenese" kroz sve naredne faze i otkrije tek kasno, kada je njena ispravka znatno skuplja i komplikovanija.

Da bi se ovaj problem rešio, korišćen je *Model Checker*, alat iz paketa *Interoperability Tools* koji automatski proverava model u odnosu na zadati set pravila i generiše izveštaj o neusklađenostima. Umesto da se standardi provere manuelno i subjektivno, moguće je definisati i prilagoditi sopstvene setove pravila prema potrebama projekta, a zatim pokrenuti proveru kad god je to potrebno - pri čemu se neusklađeni elementi mogu direktno selektovati iz izveštaja i locirati u modelu radi ispravke. Na ovaj način se kontrola kvaliteta modela ne svodi na jednokratnu, naporno isplaniranu akciju pred predaju projekta, već postaje rutinski korak koji se može ponavljati tokom čitavog razvoja modela.

4. DIROOTS

Kao što je pretnodno napomenuto, veoma važan cilj BIM-a je da se omogući što jednostavnije korišćenje 3D modela, kao i njihova koordinacija. Revit koristi modelovanje uz parametrizaciju što znači da svi 3D elementi podležu pravilima definisanim standardom EN 19650, BEP-om (*BIM Execution Plan*) za sam projekat, kao i iskustvom iz prakse. Ideja je da se što više stvari definiše parametrima, pogledi templejtima itd. Jedna od najkorisnijih alatki iz šire primene za podešavanje tih aspekata Revit modela je dodatak *DiRoots* [6] koji, čak i u besplatnoj verziji, nudi mnoštvo mogućnosti za masovno ažuriranje parametara, familija, templejta i slično. Još jedna od veoma važnih funkcija koje ima *DiRoots* je komunikacija sa softverom *Microsoft Office Excel*.

Masovno ažuriranje parametara familija omogućava da se na projektima sa velikim brojem tipskih elemenata, kao što su prozori, vrata ili nosači, odjednom izmene vrednosti parametara za stotine elemenata bez ručnog otvaranja svake familije pojedinačno. Alat *FamilyReviser* unutar *DiRoots* paketa omogućava grupno uređivanje familija direktno iz Revit okruženja, što značajno ubrzava standardizaciju modela prema BEP zahtevu projekta.

Posebno koristan alat je *SheetLink*, koji omogućava dvosmernu razmenu podataka između Revit modela i Excel tabela. Na taj način projektanti mogu da popune parametre elemenata direktno iz Excel-a, bez ručnog kucanja u Revitu. Jednako tako, podaci iz Revita mogu se izvesti u Excel radi dalje obrade ili provere, što je posebno korisno u komunikaciji između analitičkih i BIM modela, kao i pri koordinaciji sa investitorima i izvođačima, koji ne koriste BIM alate.

Pored navedenog, *DiRoots* nudi i alat *OneFilter* za napredno filtriranje i selekciju elemenata modela prema kombinovanim kriterijumima, kao i *ProSheets* za masovni izvoz crteža (sheet-ova) u PDF ili DWG format prema unapred definisanim pravilima imenovanja i organizacije fajlova. Ovi alati zajedno čine *DiRoots* jednim od najpraktičnijih dodataka za svakodnevno upravljanje BIM modelom i projektnom dokumentacijom.

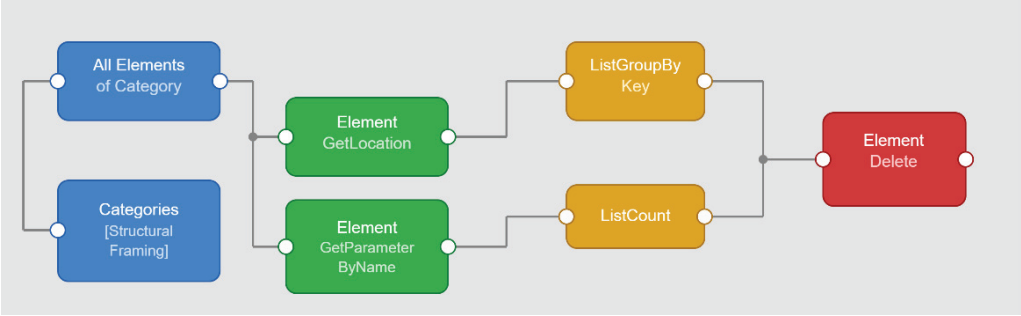
5. DYNAMO – VIZUELNO PROGRAMIRANJE ZA REVIT

Dynamo [3] je platforma za vizuelno programiranje ugrađena u Revit (počev od verzije 2020). Korisnicima omogućava kreiranje programskih tokova koji automatizuju složene zadatke bez potrebe za pisanjem koda - kroz grafičko povezivanje „čvorova“ (nodes) koji međusobno razmenjuju podatke i operacije (slika 5). Za napredne korisnike, *Dynamo* omogućava i direktno pisanje *Python* skripti unutar noda, čime se moć automatizacije značajno proširuje. *Dynamo Player*, ugrađen u Revit, omogućava pokretanje gotovih skripti jednim klikom - čime i korisnici bez iskustva u programiranju mogu koristiti napredne automatizacije.

Radi ilustracije praktične primene, u nastavku će biti predstavljeno nekoliko primera iz prakse.

Na jednom projektu većeg stambenog kompleksa, čelični krov velikih raspona modelovan je u eksternom softveru i dobijen kao gotov model u Revitu. Pri preuzimanju modela, primećeno je da su skoro svi konstruktivni elementi, čelične grede i rešetke, duplirani. Skoro svaki element je

postojao dva puta na istoj lokaciji, što je direktno uticalo na tačnost količina čelika. Ručno pronalaženje i brisanje duplikata za model sa više hiljada elemenata oduzelo bi sate rada. Napravljena je *Dynamo* skripta koja je: učitala sve elemente kategorije *Structural Framing*, grupisala ih prema tačnoj lokaciji i tipu, za svaku grupu sa više od jednog elementa zadržala samo prvi i obrisala ostale, te prijavila tačan broj obrisanih duplikata za verifikaciju. Skripta je izvršena za manje od minut i eliminisala više od hiljade duplikata, čime je tabela količina čelika postala tačna, veoma brzo, bez ikakvog ručnog rada.



Slika 5: Dynamo vizuelno programiranje - primer skripte za brisanje duplikata konstrukcijskih elemenata

Drugi primer bi bila numeracija šipova, koja je, na projektima sa dubokim fundiranjem, rutinski ali vremenski zahtevan zadatak. Projekti često imaju trocifren broj šipova, a svaki šip mora da ima jedinstvenu oznaku i koordinate tačnog položaja u koordinatnom sistemu projekta.

Dynamo skripta je automatizovala ceo ovaj proces: preuzela je sve šipove iz modela, izračunala koordinate u projektnom koordinatnom sistemu, dodelila sekvencijalne brojeve prema zadatom redosledu i upisala koordinate i oznake direktno u Revit parametre šipova. U drugoj fazi, ista skripta je proširena da poveže Revit tabelu šipova sa Excel tabelom projektanta temelja, u kojoj su bile vrednosti sila po šipu iz statičke analize. Svaki šip u Revitu je dobio automatski unete vrednosti sila po svim relevantnim kombinacijama opterećenja - bez ikakvog ručnog prenosa podataka što ne samo da je ubrzalo proces već i eliminisalo pojavu grešaka pri prenosu podataka.

Pored navedenih primera, *Dynamo* se u svakodnevnoj praksi koristi i za: automatsko kreiranje i raspoređivanje *Sheet*-ova po predefinisanom layoutu, generisanje ponavljajućih konstruktivnih elemenata po pravilnoj mreži, kao i proveru modela - identifikaciju elemenata koji ne zadovoljavaju BIM standarde projekta.

6. GRASSHOPPER I PARAMETARSKO PROJEKTOVANJE

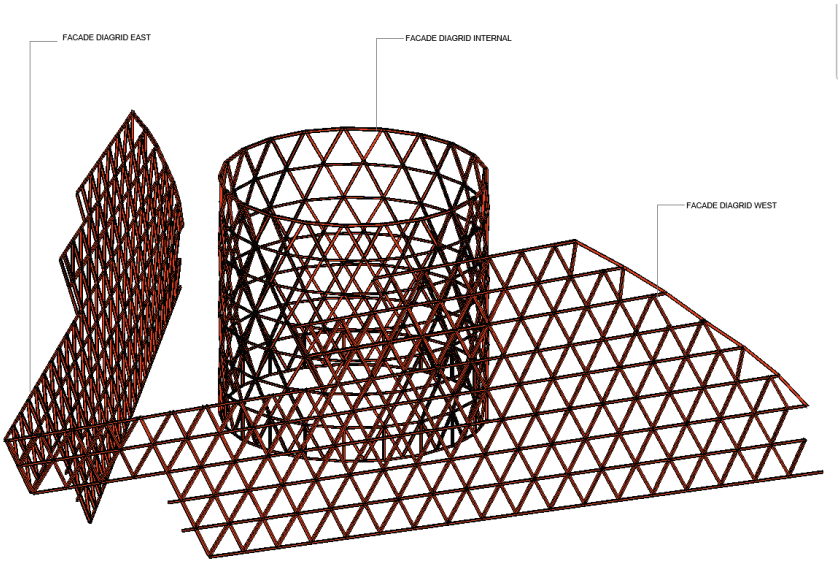
Grasshopper je platforma za vizuelno programiranje ugrađena u *Rhino 3D*, jedan od najraširenijih alata za parametarsko i kompjuterski podržano projektovanje u arhitekturi i građevinarstvu. Za razliku od *Dynama* koji je vezan za Revit, *Grasshopper* funkcioniše unutar *Rhino* okruženja i odlično se suočava sa složenim geometrijskim problemima koji bi bili praktično nemogući ili izuzetno vremenski zahtevni u standardnim BIM alatima.

RhinoInside.Revit [5] je add-in koji pokreće *Rhino* i *Grasshopper* direktno unutar Revit procesa. To znači da je moguće modelovati kompleksnu geometriju u *Grasshopper*-u i direktno je preneti u Revit model kao standardne BIM elemente – bez potrebe za izvozom ili uvozom posredničkih formata poput *IFC*. Arhitekta može da projektuje slobodnu formu u *Grasshopper*-u, a projektant preuzima te elemente direktno u Revit bez gubitka informacija.

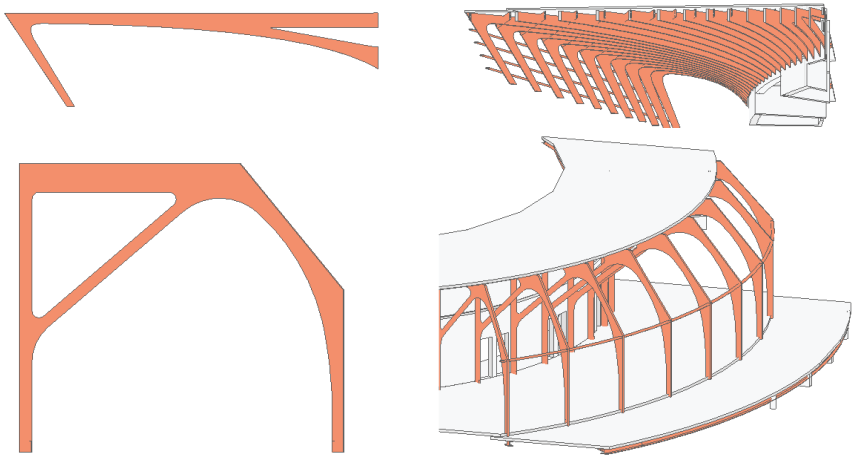
6.1. PRIMER IZ PRAKSE: DIJAGRID FASADNE STRUKTURE I STUBOVA SLOŽENIH PRESEKA

U okviru jednog od projekata javila se potreba za modelovanjem dijagrid fasadne strukture i stubova složenih preseka. Dijagrid sistem predstavlja konstruktivni sistem zasnovan na mreži dijagonalno postavljenih elemenata koji formiraju trougaona ili romboidna polja, pri čemu se opterećenja efikasno prenose kroz dijagonalne članove, čime se postiže visoka krutost uz smanjenu potrebu za klasičnim vertikalnim elementima. Modelovanje ovakve geometrije direktno u Revitu bilo bi praktično nemoguće ili bi zahtevalo previše utrošenog vremena. To se odnosi kako na samo početno modelovanje, tako i na kasnije izmene.

Primenjen je parametarski pristup u alatu *Grasshopper*, gde su definisani geometrija mreže, razmaci i ugaoni odnosi elemenata, kao i varijacije poprečnih preseka stubova duž visine objekta. Svaka izmena ulaznih parametara automatski je ažurirala celokupnu geometriju, što je značajno ubrzalo usklađivanje arhitektonskih i konstrukcijskih zahteva. Putem *RhinoInside.Revit* add-ina, geometrija je direktno prenesena u Revit kao standardni konstruktivni element.



Slika 6: Dijagrid fasadna struktura zakrivljena u svim pravcima – Revit model



Slika 7: Složeni preseci stubova – Revit model

7. ZAKLJUČAK

Analizom prikazanih alata i primera iz prakse jasno je da je efikasno BIM modelovanje, kao proces modernog projektovanja, danas nezamislivo bez alata koji se grade oko Revita. Ponavljajući zadaci koji troše dragoceno projektantsko vreme mogu biti automatizovani na različitim nivoima - od gotovih plug-inova koje svako može odmah koristiti, do prilagodljivih skripti koje rešavaju specifične projektne probleme.

PyRevit, Interoperability Tools, DiRoots i slični add-inovi unapređuju svakodnevni rad malim, ali značajnim automatizacijama bez potrebe za programiranjem. *Dynamo* rešava specifične, projektno-uslovljene zadatke kroz prilagodljive skripte. *Grasshopper i* Rhino*Inside.Revit* otvaraju mogućnosti parametarskog projektovanja koje standardni BIM alat ne može da pruži.

Investicija u učenje ovih alata vraća se brzo: projekti se isporučuju tačnije, koordinacija je efikasnija, a manuelne greške su svedene na minimum. U uslovima sve većih zahteva za BIM isporukama, poznavanje ekosistema alata oko Revita postaje neophodna kompetencija svakog savremenog projektanta.

REFERENCE

[1] Autodesk Inc. (2024). Revit API Developer's Guide. San Francisco: Autodesk.

[2] Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., Liston, K. (2011). BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling. Wiley.

[3] Dynamo BIM Community. (2024). Dynamo Primer. https://primer.dynamobim.org/

[4] pyRevit Labs. (2024). pyRevit Documentation and Tools. https://pyrevitlabs.notion.site/

[5] Robert McNeel & Associates. (2024). RhinoInside.Revit. https://www.rhino3d.com/inside/revit/

[6] DiRoots. (2024). DiRoots Suite. https://diroots.com/revit-plugins/dirootsone/

[7] buildingSMART International. (2023). IFC4 Standard Documentation. https://standards.buildingsmart.org/IFC

[8] "The productivity promise of auto drawings," *AEC Magazine*, Dec. 12, 2024. [Online] https://aecmag.com/cad/the-productivity-promise-of-auto-drawings/

Radovi sa međunarodnog kongresa

Papers from the International Congress

E-1
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026093R

Maja Ranisavljević[1], Jelena Dobrić[2], Isidora Jakovljević[2]

VIERENDEEL BEHAVIOUR OF BEAMS WITH SINUSOIDAL WEB OPENINGS

Summary: This paper reviews the structural behaviour of perforated elements subjected to bending, with particular emphasis on the Vierendeel failure, which governs the resistance of these members. The stress distribution around web openings and the development of the Vierendeel failure mechanism are examined using experimental observations and finite element analyses. Furthermore, the paper presents an overview of the design methodology incorporated in the recently developed prEN 1993-1-13 for evaluating the Vierendeel resistance of cellular beams. Finally, an ongoing experimental research programme at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, focusing on welded stainless steel beams and columns with sinusoidal web openings, is introduced to highlight current research efforts towards the development of design guidance for stainless steel perforated members.

Keywords: Vierendeel analogy, Tee yielding, plastic hinges, design resistance

VIRENDEL MEHANIZAM LOMA KOD GREDA SA SINUSOIDALNIM OTVORIMA U REBRU

Rezime: U radu je dat pregled konstrukcijskog ponašanja grednih nosača sa otvorima u rebru, sa posebnim osvrtom na Virendel mehanizam loma, koji predstavlja jedan od dominantnih mehanizama koji određuju nosivost ovih elemenata. Razmatrani su raspodela napona oko otvora i razvoj Virendel mehanizma loma na osnovu eksperimentalnih ispitivanja i numeričkih analiza metodom konačnih elemenata. Dat je pregled odredbi novorazvijenog standarda prEN 1993-1-13 koje se odnose na proračun Virendel nosivosti greda sa otvorima u rebru. Dodatno, predstavljeno je eksperimentalno istraživanje na Građevinskom fakultetu Univerziteta u Beogradu, koje obuhvata ispitivanja zavarenih greda i stubova od nerđajućeg čelika sa sinusoidalnim otvorima u rebru, sa ciljem unapređenja postojećih i razvoja novih preporuka za dimenzionisanje saćastih nosača od nerđajućeg čelika.

Ključne reči: Virendel analogija, plastifikacija T-preseka, plastični zglobovi, proračunska nosivost

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, maja@imk.grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering

1. INTRODUCTION

Perforated steel members mark a significant technological innovation in steel construction. Web openings are commonly introduced in structural elements to accommodate building services, leading to the increasing use of perforated steel members in mid- and long-span structures (Figure 1). Compared with conventional steel members, perforated members offer several advantages, including: (i) increased section depth, resulting in enhanced flexural stiffness and bending resistance without additional material; (ii) lightweight and efficient long-span structural solutions; (iii) reduced overall structural depth through the integration of building services within the web opening, thereby improving space efficiency; and (iv) improved architectural appearance.

Figure 1: Application example of cellular beams and columns [1]

However, the presence of web openings modifies the stress distribution and stiffness of the member and may lead to different localised failure modes, including Vierendeel action, shear buckling, web-post buckling, and yielding or local buckling of the Tee sections [2,3]. These phenomena have been extensively investigated over the past decades, resulting in a comprehensive understanding of the structural behaviour, failure modes and resistance of carbon steel cellular beams [4–7]. The knowledge gained from these experimental and numerical studies has formed the basis for the development of design provisions for carbon steel members with web openings, which are currently incorporated in prEN 1993-1-13 [8].

Among the various opening geometries adopted in practice, sinusoidal web openings, as employed in the Angelina™ beam developed by ArcelorMittal [9], have attracted increasing attention owing to their favourable structural behaviour and manufacturing advantages. Compared to circular openings, which require the removal of discrete portions of the web plate and generate significant material waste (Figure 2), sinusoidal openings can be produced by a single continuous cutting operation that separates the web into two complementary halves with minimal material loss.

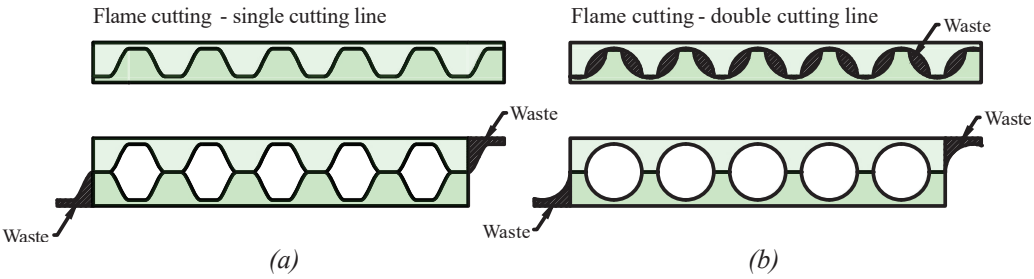


Figure 2: Comparison of the manufacturing efficiency of (a) sinusoidal, and (b) circular web openings

While research on perforated members has traditionally focused on carbon steel, growing interest in stainless steel structures has highlighted the need to investigate the structural behaviour of perforated stainless steel members. Stainless steel offers several advantages over carbon steel, including superior corrosion resistance, improved durability, reduced maintenance requirements and favourable life-cycle performance. However, its considerably higher initial material cost places greater emphasis on efficient material utilisation. By increasing the structural depth without adding material, web openings enable material-efficient structural solutions, thereby improving both the economic and sustainability performance of stainless steel structures.

In recent years, research has gradually expanded to stainless steel I-section perforated beams, although the available studies have predominantly focused on circular openings. Previous studies on stainless steel perforated beams have predominantly focused on their susceptibility to local failure modes, particularly web shear buckling and patch loading [10–13]. More recently, the behaviour of stainless steel beams featuring sinusoidal web openings has been investigated through finite element modelling supported by artificial neural network techniques [14].

In response to the limited experimental evidence available in the literature, a comprehensive research program is currently underway at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade (as illustrated in Figure 3). The programme focuses on welded stainless steel I-section beams and stub columns with closely spaced sinusoidal web openings, and includes both symmetric and monosymmetric cross-sections. The experimental programme has been designed to investigate the influence of geometric and material parameters on the structural behaviour and failure mechanisms of perforated stainless steel members. The test matrix comprises conventional sections fabricated from austenitic stainless steel and hybrid sections combining austenitic and lean duplex stainless steel grades. Also, the programme includes members of different lengths and three opening sizes, classified as small, medium and large.

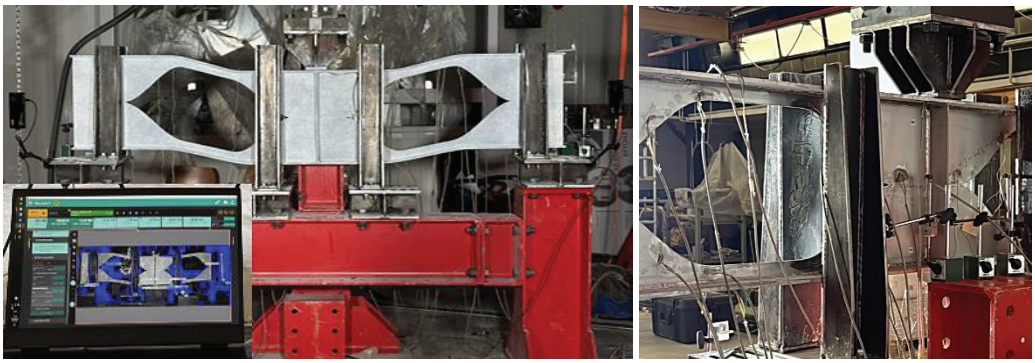


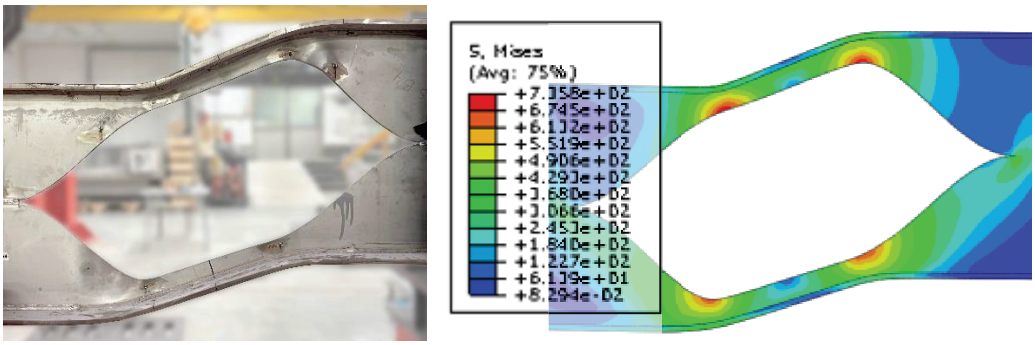
Figure 3: Experimental research at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

In beams with web openings (subjected to bending), Vierendeel action is acknowledged as a governing failure mechanism among the various modes that may arise [15–17]. The interaction between shear forces and local bending moments around the web openings induces significant stresses in the Tee sections and may govern the structural response, either independently or in combination with other failure mechanisms, such as web-post buckling or lateral-torsional buckling.

This paper presents an overview of the Vierendeel failure mechanism governing perforated beams, together with the design methodology stated in prEN 1993-1-13 [8]. The results of ongoing experimental and numerical research on stainless steel beams with sinusoidal web openings, conducted at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, are used to illustrate the Vierendeel behaviour and familiarise readers with this phenomenon.

2. VIERENDEEL BEHAVIOUR

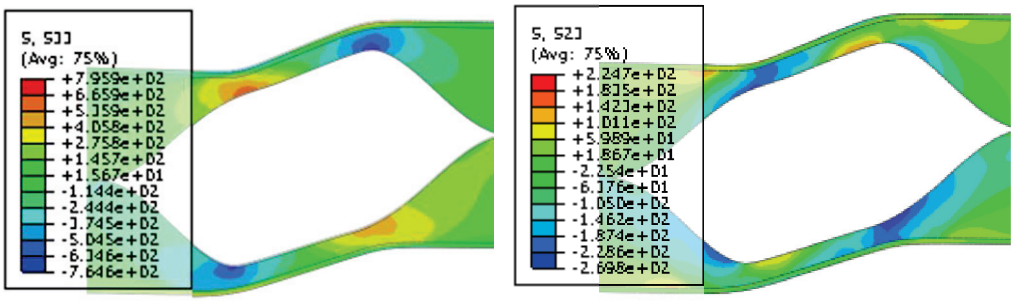
The structural behaviour of perforated members subjected to bending is commonly interpreted using the Vierendeel analogy, in which the beam is idealised as an assembly of horizontal Tee sections surrounding the web openings and vertical web posts between adjacent openings. The interruption of the web significantly modifies the internal force transfer and the stress distribution within the member. As shear forces are transferred across the opening, local Vierendeel bending moments are generated in the upper and lower Tee sections, resulting in a complex interaction of axial, shear and bending stresses. Consequently, pronounced stress concentrations develop at the opening corners, where yielding is expected to initiate. Figure 4 compares the experimentally observed deformation pattern with the corresponding finite element von Mises stress distribution, demonstrating that the highest equivalent stresses occur in these critical regions.



(a) *(b)*

Figure 4: Vierendeel bending: (a) experimental testing, and (b) finite element model

Further insight into the development of the Vierendeel mechanism is provided by the componential normal and shear stress distributions shown in Figure 5. Under the combined action of global bending moments and shear forces, the Tee sections are subjected to three local actions: (i) axial forces induced by the global bending moment, (ii) shear forces associated with the applied shear, and (iii) local Vierendeel bending moments generated by the transfer of shear across the opening. The resulting normal stress distribution reveals the characteristic stress pattern of the Vierendeel mechanism, with two diagonally opposite Tee sections predominantly subjected to tension and the remaining two to compression. The interaction of these stresses causes yielding to initiate at the opening corners and progressively spread through the Tee sections. As loading continues, four plastic hinges develop around the opening, while the compressed Tee sections exhibit local out-of-plane buckling during the post-peak stage. Ultimately, the opening behaves as a local Vierendeel frame, and failure occurs through the Vierendeel mechanism.



(a) Normal stress distribution *(b) Shear stress distribution*

Figure 5: Componential stress distributions around the web opening

The ultimate resistance associated with the Vierendeel mechanism depends primarily on the geometry of the web opening and the slenderness of the Tee sections. In members with relatively small (non-long) openings, failure is generally governed by yielding of the Tee sections and the development of a plastic hinges. As the opening size increases (long openings), the Tee sections become slender and develop higher compressive stresses, making local out-of-plane buckling of the compressed Tee sections increasingly likely to govern the ultimate resistance [18].

3. DESIGN OF VIERENDEEL BENDING RESISTANCE

The design of conventional steel beams with web openings is covered by the recently developed prEN 1993-1-13 [8], which extends the provisions of EN 1993-1-1 [19] and EN 1993-1-5 [20] to rolled and welded I- and H-section elements under bending with different web opening geometries. The standard provides design procedures for verifying both the local resistance at web openings and their influence on the members global structural behaviour. Accordingly, the design includes verification of the: (i) global bending resistance, (ii) shear resistance of the beam, (iii) combined Vierendeel resistance of the Tee sections under the interaction of axial force, shear force and local bending moments, (iv) stability of compressed Tee sections at long openings, and (v) resistance of the web posts to shear, bending and buckling. In addition, global stability and serviceability requirements, including lateral-torsional buckling and beam deflections, are considered.

According to prEN 1993-1-13 [8], the Vierendeel resistance at the opening should be verified using the criterion given in Eq. (1):

$$V_{\mathrm{Ed}}/V_{\mathrm{ier,Rd}} \leq 1.0 \tag{1}$$

The design Vierendeel shear resistance $V_{\mathrm{ier,Rd}}$ is determined from the bending resistance of the upper, $M_{\mathrm{NV,tT,Rd}}$, and lower, $M_{\mathrm{NV,bT,Rd}}$, Tee sections according to Eq. (2):

$$V_{\mathrm{ier,Rd}} = \left(2M_{\mathrm{NV,bT,Rd}} + 2M_{\mathrm{NV,tT,Rd}}\right)/a_{\mathrm{eq}} \tag{2}$$

The parameter a_{eq} denotes the equivalent rectangular opening length used to represent non-rectangular web openings in the evaluation of the Vierendeel resistance. Its value depends on the opening geometry and is determined according to the expressions provided in prEN 1993-1-13 [8] for the corresponding opening shape, including circular, hexagonal, elongated and sinusoidal web openings.

The bending resistance of each Tee section is evaluated using either the plastic or elastic resistance, depending on the cross-sectional class, while accounting for the reduction caused by the presence of shear and axial forces. The effect of shear is taken into account using the approach adopted in EN 1993-1-1 [19], while the influence of axial force is considered through the interaction expressions given in Eq. (3) and (4).

$$M_{\mathrm{NV,T,Rd}} = M_{\mathrm{T,pl,Rd}}\left(1 - \left(N_{\mathrm{m,Ed}}/N_{\mathrm{T,pl.Rd}}\right)^2\right) \quad \text{plastic resistance for Tee Class 1 and 2} \tag{3}$$

$$M_{\mathrm{NV,T,Rd}} = M_{\mathrm{T,el,Rd}}\left(1 - N_{\mathrm{m,Ed}}/N_{\mathrm{T,el.Rd}}\right) \quad \text{elastic resistance for Tee Class 3 and 4} \tag{4}$$

where:

$N_{\mathrm{m,Ed}}$ is the design value of the axial force acting on a Tee due to the global bending at the centre-line of the opening, and due to the global axial force, where applicable,

$N_{\mathrm{T,pl,Rd}}$ and $N_{\mathrm{T,el.Rd}}$ denote the plastic and elastic compressive resistances of the Tee section, respectively, determined in accordance with the provisions of prEN 1993-1-13 [8], including the reductions in yield strength or effective web thickness specified by the standard.

Unlike the global cross-section classification performed according to EN 1993-1-1 [19], the classification of the Tee sections for the Vierendeel resistance verification is carried out

separately, considering their specific boundary conditions, stress-deformation characteristics, and local buckling responses.

4. SUMMARY

The Vierendeel mechanism represents one of the key aspects governing the design and ultimate limit state behaviour of beams with web openings. Understanding the stress redistribution around the openings and the corresponding design provisions given in prEN 1993-1-13 [8] is essential for the safe and efficient design of perforated carbon steel members. This paper provides a comprehensive overview of Vierendeel behaviour and the design approaches proposed in the next generation of Eurocodes, aiming to introduce this phenomenon to engineering practice.

Nevertheless, while the design guidelines in prEN 1993-1-13 [8] have been established for conventional carbon steel, their applicability to stainless steel members remains uncertain. Further experimental and numerical research are required before similar design methodologies can be confidently extended to stainless steel members with web openings. The experimental findings obtained within the ongoing research programme at the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, are expected to facilitate the expansion of current design techniques to include stainless steel perforated members with sinusoidal web openings.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to express their sincere gratitude to vice dean Marko Orešković, as well as to the laboratory team Marko Popović, Mladen Jović, and Mladen Budimirov, and the management and employees of the Serbian companies whose generous support has made this research possible: Konstruktor Grupa Beograd, STROJ ENGINEERING doo Novi Beograd, Delta Inženjering doo Beograd, Jadran doo Beograd, EX BC doo Beograd, Mašinoprojekt KOPRING AD Beograd, DEL ING doo Beograd, and Čelik doo Bački Jarak.

REFERENCES

[1] D. Sonck, N. Boissonnade, R.V. Impe, Instabilities of Cellular Members Loaded in Bending or Compression, in: Proceedings of the Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, Grapevine, Texas, 2012.

[2] D. Kerdal, D.A. Nethercot, Failure modes for castellated beams, Journal of Constructional Steel Research 4 (1984) 295–315. https://doi.org/10.1016/0143-974X(84)90004-X.

[3] M. Ranisavljević, J. Dobrić, Failure modes of steel beams with web openings, Building Materials and Structures 67 (2024) 201–209. https://doi.org/10.5937/GRMK2400011R.

[4] S. taş, F. Erdal, O. Tunca, R. Ozcelik, Effect of geometry on flexural behavior of optimal designed web-expanded beams, Journal of Constructional Steel Research 2015 (2024) 108500. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.108500.

[5] C.M. Weidlich, E.D. Sotelino, D.C.T. Cardoso, An application of the direct strength method to the design of castellated beams subject to flexure, Engineering Structures 243 (2021) 112646. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112646.

[6] A.S. De Carvalho, C.H. Martins, A. Rossi, V.M. De Oliveira, S.G. Morkhade, Moment gradient factor for steel I-beams with sinusoidal web openings, Journal of Constructional Steel Research 202 (2023) 107775. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.107775.

[7] E. Ellobody, Interaction of buckling modes in castellated steel beams, Journal of Constructional Steel Research - J CONSTR STEEL RES 67 (2011) 814–825. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.12.012.

[8] prEN 1993-1-13: 2024 (2024) Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-13: Rules for beams with large web openings. Brussels: CEN.

[9] Angelina® - steel beams with sinusoidal web openings - Constructalia, (n.d.). https://constructalia.arcelormittal.com/en/products/angelina (accessed July 12, 2026).

[10] B. Chen, Y. Wang, D. Xu, Z. Wang, X. Liu, J.B.P. Lim, An experimental study on shear resistance of austenitic and duplex stainless steel plate girders with perforated webs, Engineering Structures 295 (2023) 116823. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116823.

[11] Q. Ye, H. Nie, Y. Wang, Z. Xi, S. Bi, Z. Fu, N. Zhan, C. Huang, B. Chen, Testing, simulation and design of perforated-web high-strength stainless steel girders in shear, Journal of Building Engineering 115 (2025) 114552. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2025.114552.

[12] B. Chen, Y. Wang, L. Luo, J. Liu, C. Huang, T. Zhang, L. Hai, An experimental study on the reduced resistance of perforated S32001 high-strength stainless steel girder under patch loading, Engineering Structures 327 (2025) 119672. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2025.119672.

[13] Y. Wang, B. Chen, J. Wang, L. Luo, B. Li, Q. Ye, L. Hai, Effect of web openings on the patch loading resistance of QN 1803 high-strength stainless steel plate girders, Thin-Walled Structures 210 (2025) 113065. https://doi.org/10.1016/j.tws.2025.113065.

[14] A.S. de Carvalho, A. Rossi, M.M. da R. Almeida, Y.O. Özkılıç, C.H. Martins, Artificial neural network modeling of the stability behavior of stainless steel I-beams with sinusoidal web openings, Engineering Structures 304 (2024) 117579. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117579.

[15] K.F. Chung, T.C.H. Liu, A.C.H. Ko, Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings, Journal of Constructional Steel Research 57 (2001) 467–490. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(00)00035-3.

[16] P. Wang, Q. Ma, X. Wang, Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings, Engineering Structures 74 (2014) 44–51. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.008.

[17] K.D. Tsavdaridis, C. D'Mello, Vierendeel bending study of perforated steel beams with various novel web opening shapes through nonlinear finite-element analyses, Journal of Structural Engineering (United States) 138 (2012) 1214–1230. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000562.

[18] S. Durif, A. Bouchair, Analytical model to predict the resistance of cellular beams with sinusoidal openings, Journal of Constructional Steel Research 121 (2016) 80–96. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.01.015.

[19] EN 1993-1-1: 2022 (2022) Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN.

[20] EN 1993-1-5: 2024 (2024) Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: CEN.

E-2
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026068B

Marko Božović[1], Matija Zejak[2], Srđan Janković[2]

COMPARATIVE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES ACCORDING TO FIRST AND SECOND GENERATION EUROCODE 8

Summary: A comparative analysis was conducted on reinforced concrete frame structures designed according to the first and second generations of Eurocode 8, focusing on the DCM and the DC3 ductility classes. The results show similar global behaviour and identical seismic forces, but differ in required ductility and in the amount of longitudinal and transverse reinforcement in critical regions, particularly in columns. Interstorey drift is checked for the Damage Limitation limit state in the first generation of Eurocode 8 and for the Damage Limitation and Significant Damage limit states in the second generation. Compared with DCM frames, DC3 frames exhibit a lower interstorey drift sensitivity coefficient, stricter local ductility requirements, and higher behaviour factors from pushover analysis. The DC3 ductility class requires more rigorous design and detailing rules, which may complicate its application in practice.

Keywords: Eurocode 8, ductility, seismic design, reinforced concrete frames, pushover

KOMPARATIVNA ANALIZA RAMOVSKE KONSTRUKCIJE PREMA PRVOJ I DRUGOJ GENERACIJI EUROKODA 8

Rezime: U radu je izvršena komparativna analiza ramovske konstrukcije projektovane prema prvoj i drugoj generaciji Eurokoda 8, sa fokusom na klase duktilnosti DCM i DC3. Rezultati pokazuju slično globalno ponašanje i identične seizmičke sile, dok su razlike izražene u obezbjeđenju zahtijevane duktilnosti i količini podužne i poprečne armature u kritičnim oblastima, posebno u stubovima. Međuspratni drift se prema prvoj generaciji Eurokoda 8 provjerava u graničnom stanju ograničenja oštećenja, a prema drugoj generaciji u graničnim stanjima ograničenja oštećenja i značajnog oštećenja. U odnosu na DCM ramove, DC3 ramovi imaju manji koeficijent osjetljivosti na međuspratni drift, strožije zahtjeve za lokalnu duktilnost i veće vrijednosti faktora ponašanja dobijene pushover analizom. Primjena klase duktilnosti DC3 zahtijeva rigoroznija pravila dimenzionisanja i obrade detalja, što njenu primjenu može učiniti složenijom u projektantskoj praksi.

Ključne reči: Eurokod 8, duktilnost, seizmičko projektovanje, AB ramovi, pushover

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, marko.bo@ucg.ac.me
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro

1. INTRODUCTION

Continuous progress in the seismic design of reinforced concrete structures, based on theoretical, experimental, and numerical research, has driven the revision of Eurocode 8 and the development of its second generation. To assess the impact of these changes, this paper presents a comparative analysis of two ductility classes defined within Eurocode 8: the medium ductility class (DCM) of the first generation [1] and ductility class DC3 according to the provisions of the second generation [2] and [3]. These ductility classes were selected for comparison because the same behaviour factor values are prescribed for the corresponding structural systems, so similar global seismic behaviour can be expected. Particular attention is given to the design procedures and to the changes introduced in the new generation, which are most pronounced in satisfying the local ductility requirements of elements.

One of the objectives of this paper is to assess whether the rules of the new generation lead to more efficient use of material, considered through the required amount of reinforcement. To capture the nonlinear response of the structure, nonlinear static (pushover) analyses were performed for both frames, based on which the plastic hinge formation mechanism and the actual behaviour factor were analysed.

2. STRUCTURE DESCRIPTION AND ANALYSIS METHODOLOGY

Two reinforced concrete frames of identical geometry were designed. Both frames have six storeys and two bays. The beam and column cross – sections remain constant over the height. The geometry, loading, and all other input data used in the analysis are given below:

- the building belongs to importance class II,
- frame span (axis to axis): $l = 5$ m,
- storey height: $h = 3$ m,
- beam cross – section: b/h = 40/50 cm,
- column cross – section: b/h = 50/50 cm,
- additional permanent load: $\Delta g = 25$ kN/m,
- variable load: $q = 10$ kN/m,
- ground type: C,
- reference peak ground acceleration: $a_{gR} = 0.375g$,
- spectrum type 1,
- ductility class: DCM / DC3
- relative viscous damping: $\xi = 5$ %,
- concrete class: C 25/30,
- reinforcement steel class: B400C

This choice of geometry, i.e., the identical configuration of the two frames, makes it possible to highlight the similarities and differences between the two ductility classes considered, thereby excluding all external influences other than those resulting from the provisions of the first and second generation Eurocodes themselves.

The gravity loads considered include the self – weight of the structural elements, as well as the additional permanent and variable loads, applied as line loads with the values given above. The flexural and shear stiffness of the cross – sections were taken as 50 % of the total stiffness of the uncracked concrete section, in accordance with [1]. Since the frames were modelled as planar (2D) models, the floor slab was not explicitly modelled; instead, equal horizontal displacements were assigned to all nodes at the same storey level to approximate the in – plane stiffness effect of the floor diaphragm.

One of the significant changes introduced by the second generation of European standards concerns the way the seismic action is defined. According to the first generation of Eurocode 8 [1], the seismic action is defined using a single parameter – the maximum horizontal ground

acceleration a_{gR}. Unlike the previous approach, in the second generation [2] the elastic response spectrum for a given return period is defined using two parameters: the reference spectral acceleration $S_{\alpha,ref}$, which describes the acceleration level at the spectral "plateau", and $S_{\beta,ref}$, which corresponds to the spectral acceleration for a vibration period of 1 s.

The procedure used in the second generation is not presented here. It is important to note that the authors of this paper chose to define the seismic action using the procedures of the first generation of Eurocode 8 [1]. The main reason for this choice was to ensure that all input data for both reinforced concrete frames were identical, so that any differences in the seismic response of the frames would result solely from the differences in the design and detailing provisions of the different Eurocode generations.

After defining all the required input data and frame characteristics, the analysis was carried out. Linear static analysis, as well as modal response spectrum analysis, were performed using the software package CSI ETABS [4]. Based on the resulting internal forces and load combinations, the frames were designed according to the provisions of Eurocode 2 [5] [6] and Eurocode 8 [1] [2] [3], of the first and second generation, respectively. Both frames were designed following the capacity design principles, so that plastic hinges are expected to form at the beam ends, in accordance with the strong column – weak beam principle [7].

After completing the design and processing the results of the linear analysis, a nonlinear static (pushover) analysis was performed using the software package SeismoStruct (Seismosoft) [8]. The analysis methodology and its results are presented in detail in the remainder of the paper.

3. DESIGN CRITERIA

This chapter compares selected design and detailing rules for reinforced concrete beams and columns according to the first generation of Eurocode 8 ([1], DCM ductility class) and the second generation of Eurocode 8 ([2] and [3], DC3 ductility class), presenting only the criteria for which a difference exists between the two ductility classes considered.

3.1. BEHAVIOUR FACTOR

The behaviour factor for the DCM frame is q = 3.9. For the bare moment – resisting frames considered in this study, the behaviour factor is calculated according to the modified procedure introduced in the second generation of the Eurocode standards, [2] and [3], as expressed by the following equation:

$$q = q_R q_S q_D \tag{1}$$

where:

- the overstrength factor q_R for multi – storey, multi – bay buildings is taken as 1.3,
- the component of the behaviour factor q_S related to overstrength from other sources is taken as 1.5,
- the component of the behaviour factor q_D related to the deformation and energy – dissipation capacity is taken as 2.0.

Finally, the behaviour factor for the DC3 frame, according to the second generation [3], is:

$$q = 1.3 \cdot 1.5 \cdot 2.0 = 3.9 \tag{2}$$

The second generation of the Eurocode standards [3] specifies a lower value, q=2.3, for DC3 frames with interacting masonry infills.

3.2. LOCAL DUCTILITY REQUIREMENT FOR BEAMS

A comparison of the design and detailing criteria for beams for the DCM and DC3 ductility classes is presented in Table 1.

Table 1: Beam design criteria

Parameter	DCM	DC3
Design shear force based on the capacity design method	$V_{Ed,max,1} = 1.0 \cdot \frac{M1^- + M2^+}{l_{cl}} + V_{(g+0.3 \cdot p)}$	$V_{Ed,max,1} = 1.15 \cdot \frac{M1^- + M2^+}{l_{cl}} + V_{(g+0.3 \cdot p)}$
Maximum bar diameter through interior joints	$\frac{d_{bL,int}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{1.0 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot \nu_d}{1 + 0.75 \cdot (2/3) \cdot \rho_\prime / \rho_{max}}$	$\frac{d_{bL,int}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{1.2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot \nu_d}{1 + 0.75 \cdot (2/3) \cdot \rho_{\prime l} / \rho_{l,max}}$
Maximum bar diameter through exterior joints	$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{1.0 \cdot fyd} \cdot (1 + 0.8 \cdot \nu_d)$	$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{1.2 \cdot fyd} \cdot (1 + 0.8 \cdot \nu_d)$
Maximum longitudinal reinforcement ratio	$\rho_{max} = \rho_\prime + \frac{0.0018}{\mu_\varphi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	$\rho_{max} = \rho_{\prime 1} + 0.5\ \%\ (C25\ and\ B400)$
Beam shear resistance without shear reinforcement	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho 1 \cdot fck)^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$	$\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \cdot (100 \cdot \rho 1 \cdot fck \cdot d_{dg}/d)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min}$

For the DC3 ductility class, the amplification factor adopted in the shear design, $\gamma_{Rd} = 1.15$, is higher than the corresponding value for the DCM ductility class, $\gamma_{Rd} = 1.0$, which directly leads to increased design shear forces.

Likewise, the factor $\gamma_{Rd} = 1.2$, used in the calculation of reinforcement anchorage, is higher than the corresponding value for the DCM ductility class, $\gamma_{Rd} = 1.0$, which allows smaller bar diameters to be adopted through the beam – column joints.

For both ductility classes, the maximum tension reinforcement ratio consists of the compression reinforcement ratio increased by an additional term. For the DC3 class, this additional term reduces to a fixed value, depending on the steel and concrete class, which is about 0.2 % lower than the corresponding value for the DCM class, simplifying the calculation while retaining a conservative approach.

The first generation [5] formulation directly expresses the shear resistance without shear reinforcement as a shear force, $V_{Rd,c}$ using the coefficients $C_{Rd,c}$, k, v_{min} and $k_1\sigma_{cp}$ with the requirement $V_{Rd,c} \geq V_{Rd,c,min}$. The second generation [4] formulation initially expresses the shear resistance as a shear stress, $\tau_{Rd,c}$ using the coefficient $0.66/\gamma_V$, the size dependent factor $(d_{dg}/d)^{1/3}$ and the lower bound stress resistance $\tau_{Rd,c,min}$. The parameter d_{dg} represents the roughness of the failure zone and depends on the type of concrete and the properties of the aggregate. For the seismic design considered in this study, $d_{dg} = 16$ mm was adopted in accordance with the second generation provisions [2]. In this study, the beam shear resistance without shear reinforcement obtained from the second generation expression was approximately 30 % lower than that obtained from the first generation expression.

3.3. LOCAL DUCTILITY REQUIREMENT FOR COLUMNS

A comparison of the design and detailing criteria for columns for the DCM and DC3 ductility classes is presented in Table 2.

Table 2: Column design criteria

Parameter	DCM	DC3
Maximum normalized axial force	$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} < 0.65$	$N_{Ed,i} = N_{Ed,G,i} + \Omega \cdot N_{Ed,E,i}$; $0.10 < \nu_d < 0.55$
Length of the critical column region	$l_{cr} = max(h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 45cm)$	$l_{cr} = max(b_{max}; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45m)$
Check of the mechanical volumetric ratio of transverse reinforcement	$\omega_{wd} \geq \frac{1}{\alpha} \cdot [30 \cdot \mu_\varphi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035]$	

For the DCM ductility class, the limitation of the normalized axial force applies directly to the value of N_{Ed} obtained from the linear (elastic) analysis. For the DC3 ductility class, the axial force $N_{Ed,i}$ is still determined from the internal forces of the linear analysis – the gravity component $N_{Ed,G,i}$ and the seismic component $N_{Ed,E,i}$ – except that the seismic component is amplified by the coefficient $\Omega = 2.0$, resulting in a higher design axial compressive force compared to the DCM ductility class. In addition, for the DC3 class, besides the stricter upper limit $\nu_d < 0.55$, a lower limit on the normalized axial force $\nu_d > 0.10$ is also prescribed, which does not exist for the DCM ductility class. The length of the critical column region for the DC3 class is determined based on the larger of the two cross – sectional dimensions b_{max}, instead of the dimension in the direction considered, h_c used for the DCM class. Finally, while the first generation of Eurocode 8 [1] requires checking the mechanical volumetric ratio of transverse reinforcement at the column base, the second generation [3] does not require this check for the DC3 ductility class, other than satisfying the minimum value.

For DCM frames, no dedicated analytical check is prescribed for beam – column joints; the transverse reinforcement adopted at the column ends is simply continued through the joint [1]. On another side, for DC3 frames, joint verification is required, following one of the two approaches defined in [3].

3.4. CHORD ROTATION

According to [3], sufficient ductility and plastic rotation capacity must be ensured in all critical regions of beams and columns. This requirement is expressed through the product of the behaviour factor components q_R and q_D, and the chord rotation at yield, θ_y, at each end of the element, which must not exceed the chord rotation at the significant damage (SD) limit state, θ_{SD}.

$$q_D \cdot q_R \cdot \theta_y \leq \theta_{SD} \tag{3}$$

The chord rotation at yield, θ_y, for rectangular beams and columns, can be determined using expression (4), as proposed in [2].

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_V + a_l}{3} + \frac{\varphi_y \cdot d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{fc}} + 0.0019 \cdot (1 + \frac{h}{1.6 \cdot L_V}) \tag{4}$$

In this paper, the beam shear span L_V was calculated for each seismic load combination. For columns, the shear span L_V is taken as 50 % of the clear height, in accordance with [9].

The parameter φ_y represents the yield curvature, obtained from a cross – section analysis at the element end using the software XTRACT [10]. The tension – shift term due to the slope of the bending moment diagram a_l is defined in the second generation of Eurocode 2 [6] using the same expression as in the first generation [5]. The parameters f_y and f_c represent the mean values of the reinforcement yield strength and the concrete compressive strength, respectively.

For the verification of the SD limit state, the resistance of ductile mechanisms is determined using expression (5), as defined in [2].

$$\theta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u{}^{pl}) \quad (5)$$

The parameter $\alpha_{SD,\theta}$ represents the fraction of the plastic part of the ultimate deformation ($\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$) corresponding to the attainment of the SD limit state, while γ_{Rd} is the partial resistance factor for that limit state. In the current version [2], the reference value for $\alpha_{SD,\theta}$ is taken as 0.5. In this paper, the coefficient γ_{Rd} was adopted as 1.35, in accordance with [11].

4. RESULTS OF THE LINEAR ANALYSIS

The results obtained from the analyses performed are presented and discussed below, with reference to the influence of the parameters considered on the structural behaviour.

Table 3 presents the total gravity and total seismic shear force values for the DCM and DC3 frames,, along with the maximum values of the interstorey drift ratios and sensitivity coefficients:

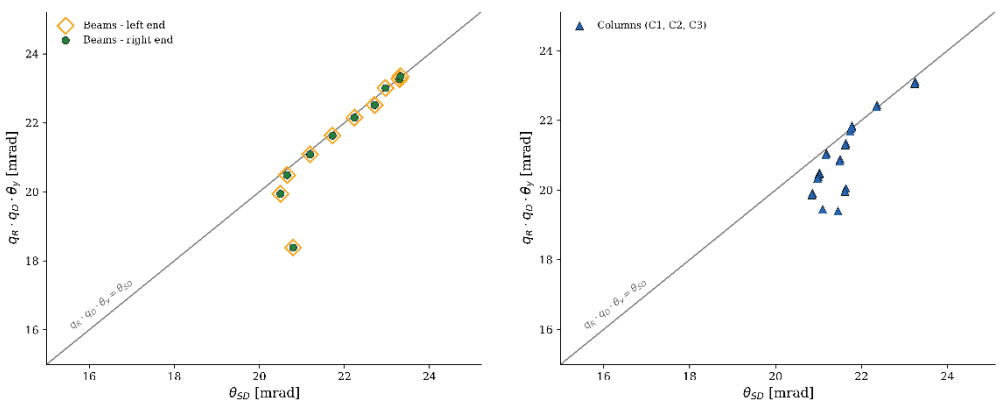
Table 3: Results of the linear analyses

	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	$d_{r,DL} / h_s$	$d_{r,SD} / h_s$	max Θ
DCM	2215.0	334.4	0.00768	n/a	0.088
DC3			0.00920	0.01535	0.045

Note: n/a = not applicable

Unlike the first generation of Eurocode 8 [1], which primarily controlled interstorey drift ratios through the damage limitation (DL) verification associated with a return period of 95 years, the second generation [3] introduces separate DL and SD interstorey drift ratio checks associated with return periods of 115 and 475 years, respectively. The maximum interstorey drift ratios obtained for DCM and DC3 frames are reported in Table 3. The DCM frame satisfies the DL drift check requirement of the first generation [1], while the DC3 frame satisfies the SD drift check requirement of the second generation [3]. For the bare DC3 frame, the DL drift limit from the first generation [1] was adopted for comparison. In addition, the maximum values of the sensitivity coefficient are lower for the DC3 frame than for the DCM frame. This is mainly because, according to [3], the parameters q_R and q_S appear in the denominator of the sensitivity coefficient expression. Consequently, assuming the same interstorey drift, gravity loads, and total seismic shear force, the sensitivity coefficient is lower for the DC3 frame.

The chord rotation capacity was verified for the left and right ends of all 12 beams, for the seismic force acting from right to left and from left to right, as well as for the column sections C1, C2, and C3, in accordance with Equation (3).



(a) *(b)*

Figure 2: Chord rotation capacity verification: (a) beams; (b) columns

The results are shown in Figure 2. All the elements analysed, beams and columns, satisfy the specified condition, with a negligible exceedance of up to 1 %.

The quantities of concrete and the adopted reinforcement for beams and columns, together with the percentage differences, are given in Table 4.

Table 4: Material quantities and percentage differences

	Concrete		**Reinforcement**							
	Beams	**Columns**	**Beams**				**Columns**			
			Longitudinal		**Transverse**		**Longitudinal**		**Transverse**	
	m^3	m^3	kg	kg/m^3	kg	kg/m^3	kg	kg/m^3	kg	kg/m^3
DCM	10.8	13.5	1068.5	98.9	271.1	25.1	1293.7	95.8	298.3	22.1
DC3	10.8	13.5	1068.5	98.9	405.6	37.6	1496.1	110.8	462.7	34.3
Increase in percentage (%)			0	0	49.6	49.6	15.6	15.6	55.1	55.1

Table 4 shows that the amount of longitudinal beam reinforcement for the DC3 ductility class remains the same as the corresponding reinforcement of the DCM frame. For the columns of the DC3 frame, an increase in longitudinal reinforcement of about 16 % is observed. The higher longitudinal column reinforcement results from the factor Ω, which, according to [3], multiplies the axial forces in the seismic design combination, leading to higher axial tensile forces and, consequently, a greater required amount of design reinforcement.

In addition to the longitudinal reinforcement, an increase of 50 % to 55 % in the transverse (shear) reinforcement is observed for both beams and columns of the DC3 frame. This is due to the need to verify the chord rotation according to the second generation of Eurocode 8, [2] and [3], which represents a stricter requirement than the check of the mechanical volumetric ratio of transverse reinforcement of the first generation of Eurocode 8 [1].

5. PUSHOVER ANALYSIS

Modern structural analysis software can perform nonlinear analysis relatively efficiently, taking into account the requirements of current codes. The pushover, or nonlinear static, analysis is carried out by loading the structure with monotonically increasing horizontal forces under constant gravity load, up to the target displacement. The target displacement represents an estimate of the maximum roof displacement of the building under the design earthquake. It is determined from the elastic response spectrum (EC8 – Annex B, [1]) or in accordance with the SeismoStruct 2025 program [8].

The main goal of the analysis is to obtain the “capacity curve”, i.e., the relationship between the base shear force and the roof displacement.

According to the first generation of Eurocode 8 [1], at least two lateral force distributions must be applied, while according to the second generation of Eurocode 8 [2], it is necessary to apply at least the modal distribution. In this paper, two distributions were applied, namely:

- the “uniform distribution”, in which the lateral forces are proportional to the masses regardless of their height. This simulates the inertial forces in a potential storey mechanism.
- the “modal distribution”, in which the lateral forces are distributed according to the shape of the first vibration mode of the structure, or according to a linear triangular distribution over the height of the building. This simulates the inertial forces that produce a beam mechanism under nonlinear behaviour.

For further calculation, the distribution that yields the less favourable results should be adopted as governing, i.e., the one giving the higher target displacement and the lower overstrength factor.

In the structure considered, the results given in Tables 5 and 6 show that the modal distribution produces larger target displacements for both ductility classes, while the uniform distribution

yields the lower overstrength factor. For this reason, the results for both lateral load distributions are presented.

Table 5: Target displacement and overstrength factor for DCM

Parameter	Uniform distribution	Modal distribution
Target displacement d_t	0.22 m	0.26 m
Overstrength factor α_u/α_1	1.27	1.36

Table 6: Target displacement and overstrength factor for DC3

Parameter	Uniform distribution	Modal distribution
Target displacement d_t	0.23 m	0.26 m
Overstrength factor α_u/α_1	1.31	1.39

5.1. ASSESSMENT OF THE BEHAVIOUR FACTOR COMPONENTS

The assessment of the behaviour factor and its components (q_R, q_S and q_D) is based on the mathematical model proposed by Plumier [12], also adopted in [2]. The analysis starts from the capacity curve of the structure, on which four characteristic points are identified:

- (V_e, d_e) – the elastic base shear force obtained from the design spectrum reduced by the behaviour factor, with the corresponding roof displacement;
- (V_1, d_1) – the base shear force and displacement at the formation of the first plastic hinge in the structure;
- (V_u, d_y) – the effective yield point of the idealized bilinear curve, obtained from the condition of equal elastic stiffness ($K_e=V_e/d_e$); and
- (V_u, d_r) – the base shear force and displacement at the formation of the global plastic mechanism.

The displacement at the formation of the global mechanism (d_r) is determined according to one of two criteria [13]:

- if a global plastic mechanism forms, d_r is read directly at that point;
- if a global plastic mechanism does not form, the displacement at which the strength drops by 20 % relative to the maximum value is adopted.

The behaviour factor and its components q_R, q_S and q_D are determined according to the expressions given in Table 7.

Table 7: Behaviour factor components

Component of behaviour factor	Expression
q_R	$q_R = \frac{V_u}{V_1}$
q_S	$q_S = \frac{V_1}{V_e}$
q_D	$q_D = \frac{d_r}{d_y}$
d_y	$d_y = \frac{V_u \cdot d_e}{V_e}$

By applying the expressions given in Table 7, the behaviour factors are obtained for the uniform and modal distributions, for the DCM and DC3 ductility class frames (Tables 8 and 9).

Table 8: Nonlinear analysis parameters for the uniform distribution

Ductility class	V_e (kN)	V_1 (kN)	V_y (kN)	V_u (kN)	d_e (m)	d_y (m)	d_r (m)	q
DCM	334.4	437.9	556.3	556.3	0.052	0.086	0.285	5.51
DC3		447.3	585.4	585.4	0.052	0.091	0.300	5.79

Table 9: Nonlinear analysis parameters for the modal distribution

Ductility class	V_e (kN)	V_1 (kN)	V_y (kN)	V_u (kN)	d_e (m)	d_y (m)	d_r (m)	q
DCM	334.4	350.4	475.3	475.3	0.052	0.074	0.300	5.78
DC3		356.2	495.9	495.9	0.052	0.077	0.360	6.95

6. CONCLUSIONS

The aim of this paper was to compare the design provisions and requirements for different ductility classes according to the first and second generation of Eurocode 8. The main conclusions of the linear and nonlinear analyses are summarized below. The conclusions of the linear analysis are as follows:

- both frames exhibit similar global behaviour and identical seismic design forces, since the same behaviour factor (q = 3.9) was obtained for both the DCM and DC3 ductility classes;
- the required longitudinal beam reinforcement remained the same, while the longitudinal column reinforcement of the DC3 frame increased by 16 %, as a consequence of the factor Ω, which amplifies the axial forces in the seismic design combination;
- the transverse (shear) reinforcement of the DC3 frame increased by 50 % to 55 % for both beams and columns compared to the DCM frame, since the chord rotation verification for the DC3 ductility class proved to be a stricter criterion than the check of the mechanical volumetric ratio of transverse reinforcement for the DCM ductility class;
- the sensitivity coefficients of the DC3 frame are lower than the corresponding coefficients of the DCM frame, confirming the lower sensitivity of the DC3 ductility class to interstorey drift effects;

The conclusions of the nonlinear analysis are as follows:

- the actual behaviour factors obtained from the pushover analysis range from 5.51 to 6.95, considerably above the design value of q = 3.9, with the DC3 frame consistently showing a higher behaviour factor than the DCM frame (5.79 versus 5.51 for the uniform distribution, and 6.95 versus 5.78 for the modal distribution), confirming that the stricter local ductility detailing rules result in genuinely greater structural ductility;
- the modal lateral load distribution in the pushover analysis yields larger target displacements (0.26 m versus 0.22 – 0.23 m), but also higher overstrength factors α_u/α_1 (1.36 – 1.39 versus 1.27 – 1.31) compared to the uniform distribution;
- the design value of the behaviour factor, q=3.9, was found to be conservative for the investigated frame configurations, but this conclusion should not be generalised to all reinforced concrete moment – resisting frames.

In summary, compared with the first generation, the second generation of Eurocode 8 provides a more detailed design framework that may allow a more precise assessment of structural response, but it requires additional checks and is therefore not necessarily simpler for the designer.

REFERENCE

[1] EN 1998-1: Eurocode 8 (2004) – Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, Brussels, 229 pp.

[2] EN 1998-1-1: Eurocode 8 (2024) – Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action, CEN, Brussels, 124 pp.

[3] DRAFT prEN 1998-1-2: Eurocode 8 (2023) – Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Buildings, CEN, Brussels, 392 pp.

[4] Computers and Structures, Inc. (2021), ETABS 2021 – Integrated Building Design Software.

[5] EN 1992-1-1: Eurocode 2 (2004) – Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 225 pp.

[6] BS EN 1992-1-1: Eurocode 2 (2023) – Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, CEN, Brussels, 406 pp.

[7] Janković S. (2022), Seizmički proračun armiranobetonskih zgrada u skladu sa eurokodovima, Građevinski fakultet u Podgorici, Univerzitet Crne Gore, FRAME Project, 658 str.

[8] Seismosoft (2025), SeismoStruct 2025 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available at: https://seismosoft.com.

[9] Fardis M., Carvalho E., Fajfar P., Pecker A. (2015), Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8, CRC Press - Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida, U.S.A.

[10] Imbsen Software Systems (2007), XTRACT v3.0.8 – Cross – Sectional Analysis of Structural Components.

[11] Isaković T. (2025), Target – drift seismic – force – based design of one – story reinforced concrete precast buildings considering the requirements of the second generation of the Eurocode 8 standard, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 54, 319-345. https://doi.org/10.1002/eqe.4260.

[12] Plumier A. (2019), PT2-BD-59-V4, About the definition of overstrength factor Ωov, Internal Document of the CEN/TC 250/SC8 working group PT2-BD-59-V4.

[13] Maranhão H., Varum H., Melo J. (2025), Exploring behaviour factors and chord rotation in RC MRF structures: Nonlinear analysis based on second generation of Eurocode 8, Engineering Structures, 323, Part A, 119252, ISSN 0141-0296, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.119252.

ДГКС ASES | E-3
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026082P

Predrag Popović[1], Dunja Vla[2]

PERIODIC INSPECTIONS OF EXISTING STRUCTURES IN USA

Summary: This paper reviews the regulatory and technical framework for inspections of existing structures in the United States of America (USA), focusing on building facades, exterior steel structures, water-tank supports, fire escapes, and bridges. It examines the roles of the IEBC, IBC, ASCE/SEI 11, ACI 562, AISC standards, municipal ordinances, and the National Bridge Inspection Standards. Chicago and New York City facade programs are compared in terms of scope, inspection intervals, reporting, unsafe-condition classification, and required protective measures. Common deterioration mechanisms—corrosion, section loss, cracking, spalling, connection failure, and water damage—are summarized together with inspection methods and the consequences of delayed repairs. The paper emphasizes periodic, risk-based assessment by qualified professionals as essential for public safety, timely maintenance, and rehabilitation.

Keywords: existing structures, structural inspection, facade assessment, steel deterioration, bridge inspection, public safety

PERIODIČNE INSPEKCIJE POSTOJEĆIH OBJEKATA U SAD

Rezime: U radu je dat pregled regulatornog i tehničkog okvira za inspekcije postojećih objekata u Sjedinjenim Američkim Državama, sa fokusom na fasade zgrada, spoljašnje čelične konstrukcije, nosače rezervoara za vodu, evakuaciono stepenište i mostove. Analizirane su uloge propisa IEBC i IBC, standarda ASCE/SEI 11, ACI 562 i AISC, lokalnih uredbi i Nacionalnih standarda za inspekciju mostova. Programi inspekcije fasada u Čikagu i Njujorku upoređeni su prema opsegu, intervalima pregleda, izveštavanju, klasifikaciji nebezbednih stanja i obaveznim zaštitnim merama. Prikazani su najčešći oblici oštećenja, metode pregleda i posledice odlaganja sanacije. Naglašena je važnost periodičnih procena zasnovanih na riziku koje sprovode kvalifikovani stručnjaci radi zaštite javne bezbednosti i pravovremenog održavanja.

Ključne reči: postojeći objekti, inspekcija objekata, procena fasada, degradacija čelika, inspekcija mostova, javna bezbednost

[1] Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE), Northbrook, IL USA, ppopovic@wje.com
[2] Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE), Northbrook, IL USA

1. CODES THAT MANDATE INSPECTIONS OF EXISTING STRUCTURES

In the United States, there is no single national code that mandates inspection procedures for all existing structures. The applicable requirements depend on the building type, location, age, occupancy, and whether repairs, alterations, or a change of use are planned. Generally, engineers and inspectors rely on a combination of building codes, standards, and local regulations.

A typical code as a basis for inspecting an existing building in the U.S. is:

- 2024 IEBC (or adopted edition),
- 2024 IBC (or adopted edition),
- ASCE/SEI 11 - Structural Condition Assessment of Existing Buildings,
- ASCE 7 - Minimum Design Loads,
- ACI 562 - Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures.

2. PRIMARY CODES AND STANDARDS

The following summary outlines the primary codes and standards that generally apply across USA states unless superseded by local municipal codes that are typically derived from amended primary codes.

2.1 INTERNATIONAL EXISTING BUILDING CODE (IEBC)

The IEBC is the primary model code used by many states and jurisdictions for existing buildings. It addresses repairs, alterations, additions, change of occupancy, historic buildings and unsafe structures. When an existing structure is modified, the IEBC often defines when a structural evaluation is required and what level of upgrade must be performed.

2.2 INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC)

The IBC is used in conjunction with the IEBC. Existing structures undergoing major renovation may need to demonstrate compliance with portions of the current IBC, especially for: structural lodes; wind resistance; seismic performance; fire and life safety.

2.3 ASCE/SEI 11 – STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT OF EXISTING BUILDINGS

The ASCE/SEI 11 provides guidelines for evaluating the structural condition of existing buildings. It covers preliminary assessments; detailed condition assessments; material testing; evaluation of structural systems; reporting requirements. This standard is widely used by structural engineers when inspecting existing buildings.

Typical structural inspection requirements generally include:

- Document Review - original drawings; previous inspection reports; renovation records; maintenance history.
- Visual Assessment - cracks; settlement; corrosion; water damage; deformations.
- Material Evaluation - concrete testing; steel corrosion assessment; masonry investigation; wood deterioration.
- Load capacity Evaluation - dead loads; live loads; wind loads; seismic loads.
- Structural Analysis - verify current code adequacy, assess safety margins; determine rehabilitation needs.

3. SPECIAL INSPECTION PROGRAMS

Some jurisdictions impose mandatory periodic inspections. Those are typically governed by Municipal codes, and typically exist in large, densely populated cities. Some of them are:

- Florida: Milestone inspections for certain aging condominium and multifamily buildings;
- New York City: Facade Inspection & Safety Program (FISP, formerly Local Law 11);
- Chicago: Periodic inspections may be required for specific building occupancies, parking structures, or high-rise buildings;
- Many cities as Boston, Philadelphia, Washington D.C., San Francisco, Cincinnati, Cleveland have similar ordinances. The trigger height, inspection frequency, and reporting requirements vary by jurisdiction;
- Local requirements always govern over primary codes and standards.

3.1 FACADE ORDINANCES

Central goal for facade ordinances was to reduce the risk of injuries and fatalities from falling building materials through mandatory periodic inspections and repairs. Large densely populated cities like New York or Chicago have large inventory of older high-rise buildings clad with: brick masonry; limestone; terra cotta; precast concrete; metal and glass curtain walls (Figures 1 and 2).

Over time, weathering, corrosion, freeze-thaw cycles, water infiltration, and aging anchors can cause facade components to loosen or deteriorate. Several incidents involving falling facade materials highlighted the need for a formal inspection program to identify unsafe conditions before failures occurred.

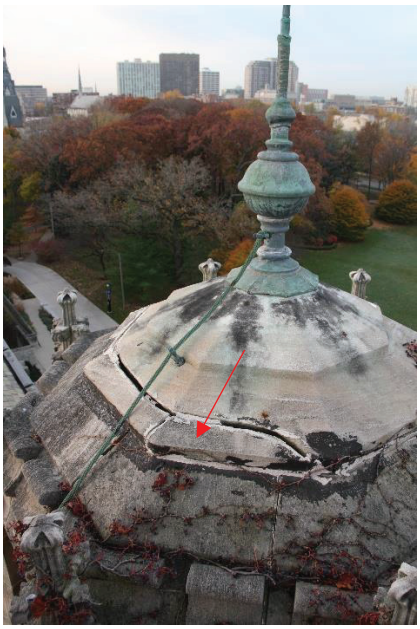


Figure 1: Spalled limestone at the cupola cap (red arrow)

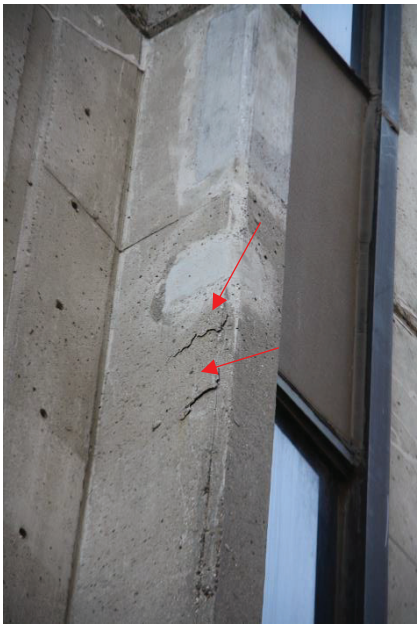


Figure 2: Spalled concrete on the facade mullion (red arrow)

The ordinance was therefore designed to: protect pedestrians and occupants; identify deteriorated facade conditions before they become hazardous. It requires systematic inspection by licensed architects or structural engineers. It also establishes repair and maintenance responsibilities for building owners.

The Chicago Facade Ordinance was enacted in 1996 as a public-safety measure after multiple incidents of facade materials detaching from high-rise buildings and falling onto sidewalks and

streets, creating hazards for pedestrians and property. For reference, the ordinance is currently implemented through Chicago Municipal Code §14A-6-603.2 (Exterior Walls of High-Rise Buildings) and the City's Rules Regarding the Maintenance of High-Rise Exterior Walls and Enclosures.

Chicago's ordinance became one of the earliest and most comprehensive facade inspection programs in the USA, similar in intent to New York City's facade laws. These ordinances were evolving over time with significant updates to the program rules as refining inspection procedures, reporting requirements, and compliance pathways.

Many high-rises constructed in the early and mid-20th century were reaching ages where concealed deterioration of anchors, shelf angles, and facade attachments became a growing concern. The updated rules placed greater emphasis on: building classification by facade system; critical examinations; exploratory openings for certain older masonry/stone/terra cotta facades with concealed anchors.

The ordinance applies primarily to buildings 24 meters or taller and requires periodic inspection and reporting by a licensed Illinois architect or structural engineer of:

- exterior walls,
- cladding systems,
- balconies,
- canopies,
- fire escapes,
- appurtenances attached to the building envelope.

Frequency and type of reporting vary for each municipality. As an example, in Chicago there are two types of reporting; Short Form Program and Critical Examination. Short Form Program (also called the Ongoing Inspection and Repair Program or "Short Form Only" Program) is a compliance option within Chicago's Exterior Wall Program that allows certain qualifying high-rise buildings to undergo periodic visual inspections instead of full hands-on Critical Examinations. It was formalized as part of the 2016 rule revisions. The program is intended for buildings with a demonstrated history of safe facade performance. Rather than requiring costly scaffold access and close-up inspections at every cycle, qualifying buildings may submit a visual inspection report every two years.

The comparison between two Chicago Facade Ordinance Programs

Table 1: The comparison between two Chicago Facade Ordinance Programs

Feature	Short Form Program	Critical Examination
Inspection method	Visual, at-distance	Close-up, hands-on
Scaffold required	Usually no	Yes
Probe openings	Generally no	May be required
Cost	Lower	Higher
Intended for	Buildings with good condition history	Higher-risk or non-qualifying buildings
Frequency	Typically every 2 years	Every 4, 8, or 12 years depending on category

Engineering Consideration – Even when a building is in the Short Form Program, the inspecting architect or structural engineer is expected to recommend a Critical Examination if visible conditions suggest potential hidden deterioration, movement, corrosion, or facade instability. The program reduces regulatory burden but does not eliminate the professional responsibility to investigate potentially unsafe conditions. In practice, many condominium and commercial high-rises with consistently good inspection histories use the Short Form Program to reduce inspection costs while maintaining compliance with Chicago's facade ordinance.

Facade regulations in New York City apply to buildings greater than six stories and requires a hands-on facade inspection every 5 years by a Qualified Exterior Wall Inspector (QEWI). The facade codes in New York City (NYC) are:

- NYC Construction Code §28-302.1,
- Facade Inspection & Safety Program (FISP), formerly Local Law 11.

Examples of typical critical/unsafe conditions include: loose or displaced masonry; cracked or unstable stone panels; corroded anchors or shelf angles; bulging walls; falling concrete or terra cotta; deteriorated balconies or appurtenances; and any other condition that could result in falling material and endanger pedestrians or occupants.

Immediate Actions Required - When an unsafe condition is identified, the inspecting architect or structural engineer generally must:

- Notify the building owner immediately;
- Recommend public protection measures, such as sidewalk canopies/sheds; barricades; fencing; street or sidewalk closures where necessary;
- Submit an inspection report to the building department identifying the unsafe condition.

In such circumstances the owner is typically required to:

- Retain qualified contractors and design professionals;
- Perform repairs in accordance with approved plans and permits where required;
- Maintain temporary protection until repairs are completed and verified.

Under Chicago's Exterior Wall Program, the engineer or architect's report may classify the building as: safe; safe with repair and maintenance program (SWARMP); unsafe. If classified unsafe, immediate stabilization and public-safety measures are generally required, followed by corrective repairs and reinspection.

In New York City's FISP program, unsafe conditions must be repaired, and owners are required to file an amended report after the repairs are completed. The city also requires public protection measures while hazards remain.

From a professional practice perspective, if architect or structural engineer discovers a condition that presents an imminent life-safety hazard, they generally have an ethical and legal obligation to notify the owner promptly and document the unsafe condition. Depending on local law, notification to the authority having jurisdiction may also be required.

3.2 EXTERIOR STEEL STRUCTURES

In the U.S., inspection of exterior steel structures is usually governed by local municipal building codes and maintenance ordinances, not a single national code. The applicable code depends on whether the steel is part of: building facade or enclosure; exposed structural frame; canopy, marquee, sign support, or tower; exterior fire escape; parking structure; steel lintels supporting masonry; shelf angles; steel framing associated with facades; balcony supports; fire escapes; exterior stairs; metal railings; water tower; other steel appurtenances attached to the building envelope.

Municipalities often supplement ordinances with engineering national standards such as:

- AISC 360 - Specification for Structural Steel Buildings,
- AISC 303 - Code of Standard Practice,
- ASCE/SEI 11 - Structural Condition Assessment of Existing Buildings,
- International Existing Building Code (IEBC),
- International Building Code (IBC).

These documents provide evaluation criteria for corrosion, section loss, connection deterioration, fatigue cracking, and structural adequacy of existing steel members.

Municipal codes commonly require inspection when: visible corrosion or section loss is observed (Figures 3 and 4); structural members are exposed to weather; falling hazards could affect the public way; major alteration or change of occupancy occurs; periodic facade inspections are mandated; A complaint, incident, or unsafe condition is reported.

Figure 3: Overall view of the steel fire escape

Figure 4: Corrosion built up between fire escape steel stringer and stair tread

In New York City, exterior steel inspections are handled primarily through the Facade Inspection & Safety Program (FISP), formerly known as Local Law 11. The focus is not on steel structures in general, but on any exterior element whose deterioration could create a public safety hazard. Buildings taller than six stories must undergo inspection every five years by QEWI. If the steel structure is not part of a building facade but standalone —for example: communication towers, sign structures, industrial steel frames and pedestrian bridges, those structures are typically regulated under other NYC Building Code provisions, owner maintenance requirements, and applicable engineering standards rather than the facade ordinance.

For comparison, NYC's approach is generally more stringent than Chicago's because it requires a citywide inspection cycle for virtually all buildings over six stories every five years, regardless of facade type.

Chicago has a specific ordinance for water tanks and their supporting structures, separate from the high-rise facade ordinance.

The relevant provisions are:

- Chicago Municipal Code §14A-6-603.4 – Tanks and Supporting Structures;
- Chicago Municipal Code §14A-6-603.3 – Exposed Metal Structures .

The ordinance applies to: water tanks with a capacity greater than 250 gallons that are exposed to the weather; freestanding tanks greater than 250 gallons (Figures 5 and 6); tank support structures (steel towers, steel frames, roof-top tank supports), whether or not a tank is currently installed or contains water.

Chicago requires periodic inspections by a licensed design professional (architect or structural engineer) for: water tank supports; steel tower structures; exposed steel members connections; bracing systems; corroded or deteriorated components.

Figure 5: Overall view of the water tower

Figure 6: Corrosion at steel connection plates

For a steel rooftop water tank or elevated steel water-tower support in Chicago, the inspection frequency is generally every 5 years, with additional inspections triggered by deterioration, damage, or unsafe conditions.

Typical steel-related deficiencies include: corrosion and rust; section loss; failed protective coatings; loose or failed connections; cracked welds; distorted members; water-induced deterioration; movement affecting attached facade materials.

The inspection evaluates whether such deterioration constitutes a safe, potentially unsafe, or unsafe condition. Typically, a close-up inspection of representative portions of the exterior wall system using: suspended scaffolds; rope access; lifts and other hands-on access methods. Ground-level visual observations alone are generally insufficient for the required examination.

If repairs are not completed on time, the owner may face: civil penalties and fines from the Department of Buildings (DOB); continued requirements for sidewalk canopies or other public protection measures, often for extended periods. DOB enforcement actions and violations; increased liability exposure if falling debris or structural failure causes injury or property damage.

Once deterioration reaches a point where debris could fall or structural capacity is compromised, engineers typically classify the condition as Unsafe and recommend immediate protection measures.

For owners, the most significant practical consequence of delaying facade or steel repairs is often the long-term cost of maintaining sidewalk canopies and the accumulation of DOB penalties, which can eventually exceed the cost of the repairs themselves. From an owner's perspective, the largest financial risk is often not the fine itself but: emergency stabilization work; long-term sidewalk protection; escalating repair costs due to continued deterioration and liability exposure if an incident occurs.

4. BRIDGES

The primary federal regulation for bridge inspections in the United States is the:

- National Bridge Inspection Standards (NBIS); 23 CFR Part 650, Subpart C - National Bridge Inspection Standards (NBIS).

The NBIS establishes the minimum national requirements for the inspection, evaluation, and inventory of highway bridges on public roads throughout the United States. It is administered by the Federal Highway Administration (FHWA). NBIS applies to:

- Highway bridges on all public roads,
- Federal-aid highways,
- State and local roads,
- Tribal bridges,
- Federally owned bridges,
- Certain private bridges connected to public roads on both ends,
- Temporary bridges and bridges under construction that are open to traffic.

4.1 INSPECTION

Under NBIS, bridge owners must: maintain an inventory of bridges; conduct regular safety inspections; use qualified bridge inspectors; document bridge condition ratings; report inspection data to FHWA; implement follow-up actions for critical findings.

Most highway bridges require routine inspection every 24 months (2 years) unless a different interval is justified by risk assessment and approved under NBIS procedures. Additional inspection types may include: fracture-critical inspections; underwater inspections; damage inspections after impacts, floods, fires, or earthquakes; special inspections for identified deficiencies.

The 2022 NBIS update requires bridge owners to identify and address critical findings, defined as structural or safety-related deficiencies requiring immediate action or follow-up inspection. Examples include: significant steel section loss; cracked fracture-critical members; scour threatening foundations; severe deck or girder deterioration; impact damage affecting load-carrying capacity

Inspections are typically performed in accordance with:

- NBIS (23 CFR Part 650 Subpart C),
- FHWA Bridge Inspector's Reference Manual (BIRM),
- AASHTO Manual for Bridge Evaluation .

BIRM is the primary guidance document used by bridge inspectors in the USA to perform inspections in accordance with the NBIS. The BIRM is guidance, not a law or regulation. It is published by the Federal Highway Administration FHWA and serves as the industry's foundational training and reference document. The manual provides procedures and guidance for: conducting bridge inspections; identifying and documenting defects; evaluating bridge condition; assigning condition ratings; recognizing critical findings; performing fracture-critical inspections; conducting underwater inspections; reporting inspection data under NBIS requirements

Inspectors learn how to evaluate: decks; superstructures; substructures; steel girders and trusses; bearings; connections and welds; timber members; concrete structures; masonry structure; culverts and short-span bridges.

For steel bridge inspection the manual discusses: corrosion assessment; section loss measurement; fatigue cracking; weld defects; riveted and bolted connections; gusset plate inspections; fracture-critical members (Figure 7); coating deterioration.

Common defects include: steel corrosion; pack rust; distortion and misalignment; concrete cracking and spalling; reinforcement corrosion; scour around foundations; impact damage; fatigue-related cracking.

The BIRM is commonly used by: State Departments of Transportation (DOT); county highway departments; municipal bridge owners; consulting structural engineers; FHWA inspectors; bridge inspection trainees.

For engineers involved in existing steel bridge inspections, the BIRM is often considered the equivalent of a "field handbook." It provides accepted methods for: visual inspection; defect recognition; documentation; condition rating; inspection planning; safety procedures.

Figure 7: Cracked steel girder

The standard training course is: National Highway Institute (NHI) Bridge Inspection Training Course. This FHWA-sponsored course is the foundational training for bridge inspectors and is widely required by State DOTs for NBIS-qualified inspectors. The NBIS also recognizes refresher training to maintain inspection quality and consistency. A bridge inspection Team Leader generally must have a combination of:

- Bridge inspection training.
- Bridge inspection experience.
- Additional education, professional licensure, or certifications as specified by NBIS and the bridge owner. Examples commonly accepted include: Professional Engineer (PE) license plus bridge inspection experience; engineering degree plus bridge inspection training and experience; extensive bridge inspection experience combined with approved training.

Specialized Training - Additional training may be required for certain bridge types or inspection activities:

- Fracture-Critical / Nonredundant Steel Tension Member inspections
- Underwater bridge inspections
- Movable bridge inspections
- Complex steel bridge inspections
- Damage inspections following collisions, floods, fires, or earthquakes.

Refresher Training - the 2022 NBIS includes provisions for bridge inspection refresher training to maintain competency and keep inspectors current with new procedures, technologies, and standards.

5. CONCLUSIONS

The inspection of existing structures in the United States is governed by a combination of national model codes, engineering standards, federal regulations, and locally adopted ordinances rather than by a single uniform framework. The reviewed examples demonstrate that inspection requirements depend on the structure's type, age, location, exposure, occupancy, and potential risk to the public. Programs established in Chicago and New York City illustrate how periodic facade and exterior-steel inspections, condition classifications, hands-on examinations, and

mandatory protective measures can identify deterioration before it develops into an imminent hazard. Similarly, the National Bridge Inspection Standards provide a consistent federal framework for routine, special, and critical inspections of highway bridges.

Effective inspection programs depend on qualified professionals, appropriate access and testing methods, accurate documentation, and timely corrective action. Corrosion, section loss, cracking, spalling, connection deterioration, water infiltration, and fatigue can progressively reduce structural reliability and significantly increase repair costs when left unaddressed. Therefore, periodic risk-based assessment, prompt stabilization of unsafe conditions, and planned maintenance are essential not only for extending service life, but also for protecting occupants, pedestrians, infrastructure users, and building owners from avoidable safety, legal, and financial consequences.

REFERENCES

[1] International Existing Building Code (IEBC).

[2] International Building Code (IBC).

[3] ASCE/SEI 11 – Structural Condition Assessment of Existing Buildings.

[4] Chicago Municipal Code §14A-6-603.2 (Exterior Walls of High-Rise Buildings) and the City's Rules Regarding the Maintenance of High-Rise Exterior Walls and Enclosures.

[5] Facade Inspection & Safety Program (FISP), formerly Local Law 11.

[6] NYC Construction Code §28-302.1.

[7] National Bridge Inspection Standards (NBIS): 23 CFR Part 650, Subpart C – National Bridge Inspection Standards (NBIS).

ДГКС ASES | E-4
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026025M

Bojan Milošević[1], Žarko Petrović[2], Vladimir Mandić[3]

METHODS FOR DETERMINING MASONRY COMPRESSIVE STRENGTH: FROM EXPERIMENTS TO AI APPROACHES

Summary: The compressive strength of masonry walls represents one of the key mechanical characteristics of masonry structures. Its determination goes beyond a simple consideration of the properties of individual materials and depends on the complex interaction between masonry units, mortar, assembly geometry, and loading conditions. This paper presents a systematization and analysis of methods for determining the compressive strength of masonry walls, including experimental, empirical–analytical, and numerical–mechanical approaches, with particular emphasis on contemporary methods based on artificial intelligence and hybrid models. The advantages and limitations of each group of methods are discussed, with a focus on their predictive capability and physical foundation. Special attention is given to the transition from traditional empirical relationships toward integrated multiscale and data-driven approaches, which provide a basis for improving research procedures and developing modern computational models for masonry structures.

Keywords: masonry compressive strength, experimental methods, numerical methods, artificial intelligence, hybrid approache

METODE ODREĐIVANJA ČVRSTOĆE ZIDANIH ZIDOVA PRI PRITISKU: OD EKSPERIMENTA DO AI PRISTUPA

Rezime: Čvrstoća zida pri pritisku predstavlja jednu od ključnih mehaničkih karakteristika zidanih konstrukcija, pri čemu njeno određivanje prevazilazi jednostavno razmatranje svojstava pojedinačnih materijala i zavisi od složene interakcije elemenata za zidanje, maltera, geometrije sklopa i uslova opterećenja. U radu je izvršena sistematizacija i analiza metoda za određivanje čvrstoće zida pri pritisku, uključujući eksperimentalne, empirijsko-analitičke i numeričko-mehaničke metode, uz poseban osvrt na savremene pristupe zasnovane na veštačkoj inteligenciji i hibridnim modelima. Razmatraju se prednosti i ograničenja svake grupe metoda, sa fokusom na njihovu prediktivnu sposobnost i fizičku utemeljenost. Poseban akcenat stavljen je na trend prelaska sa tradicionalnih empirijskih relacija ka integrisanim višeskalnim i data-driven pristupima, čime se stvara osnova za unapređenje istraživačkih procedura i razvoj savremenih proračunskih modela zidanih konstrukcija.

Ključne reči: čvrstoća pri pritisku zidanih zidova, eksperimentalne metode, numeričke metode, metode veštačke inteligencije, hibridni pristupi

[1] Faculty of Mechanical Engineering and Civil Engineering in Kraljevo, University of Kragujevac, milosevic.b@mfkv.kg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš
[3] Faculty of Mechanical Engineering and Civil Engineering in Kraljevo, University of Kragujevac, mandic.v@mfkv.kg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Masonry structures are among the oldest and most widely used construction systems, with significant application in both historical and modern buildings [1]. Their behavior under load is largely determined by the mechanical characteristics of the wall as a complex composite material, where compressive strength plays a central role in assessing structural capacity, reliability, and safety. Unlike homogeneous materials, the compressive strength of masonry walls cannot be treated as a property of individual components, but emerges from the complex interaction of masonry units, mortar, joint geometry, and loading conditions.

The most direct approach to defining wall compressive strength is based on experimental testing of masonry prisms or panels under laboratory conditions [1]. Due to practical limitations of experimental methods, empirical and semi-empirical relations have been developed, while numerical-mechanical approaches based on the finite element method (FEM) allow physically grounded simulations of wall behavior. Recent advances in computing power and the availability of extensive data sets have enabled the application of artificial intelligence (AI) methods, whereas hybrid approaches combine experimental results, numerical simulations, and AI models to overcome the limitations of individual methods.

The aim of this paper is to provide a systematic overview and comparative analysis of methods for determining the compressive strength of masonry walls, with particular emphasis on their theoretical foundations, input parameters, advantages, and limitations. Special attention is given to the evolution of methodologies from classical experimental and empirical approaches toward modern numerical, AI-based, and hybrid models, and to their relevance for both research and engineering practice in the field of masonry construction.

2. METHODS FOR DETERMINING THE COMPRESSIVE STRENGTH OF MASONRY WALLS

The compressive strength of a masonry wall represents an effective mechanical property that describes its behavior under compressive load and defines the threshold at which global wall failure occurs. Unlike homogeneous construction materials, whose strength can be directly linked to the properties of the constituent material, wall compressive strength emerges from the composite interaction of masonry units, mortar, assembly geometry, and loading conditions [2]. Over time, multiple methodologically distinct approaches have been developed to determine this property, depending on theoretical foundations, input data, and the procedure for obtaining results.

The evolution of wall compressive strength assessment follows the development of experimental techniques and computational methods (Figure 1). Since the mid-20th century, standardized laboratory testing of masonry prisms has been the dominant approach, providing a reference for quantifying the mechanical behavior of masonry elements. While experimentally derived results are physically relevant, they are often limited by high costs, sample size restrictions, and incomplete representation of real wall variability.

During the 1970s and 1980s, the focus shifted toward empirical and semi-empirical formulations, correlating component properties with wall strength. Advances in computational mechanics during the late 1980s and 1990s promoted numerical approaches, particularly the finite element method (FEM), which defines wall strength implicitly through global failure simulations [3]. From the 2010s onward, the expansion of data sets and increased computational power facilitated machine learning applications, where wall strength is treated as a nonlinear functional relationship between input parameters and structural response [4]. The current state-of-the-art involves hybrid approaches, integrating experimental data, numerical simulations, and AI models within a single framework.

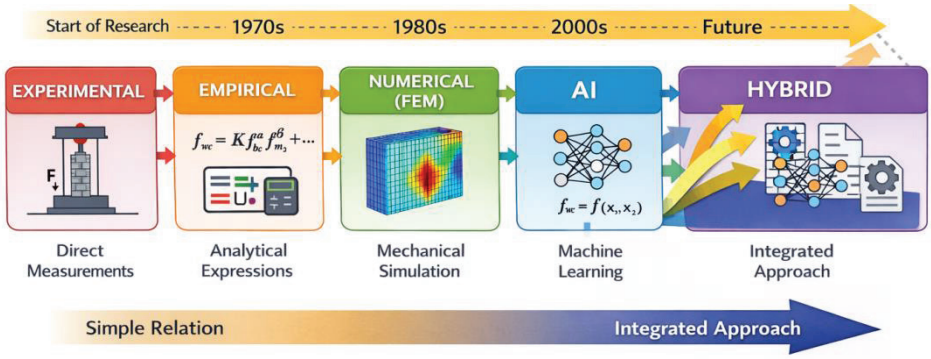


Figure 1: Evolution of methods for masonry compressive strength

Historical development indicates that compressive strength is not a universal material property but a methodology-dependent quantity. Understanding these differences is essential for the correct interpretation and reliable application of results in the analysis and design of masonry structures.

1.1. EXPERIMENTAL METHODS

Experimental methods remain the reference approach, directly determining compressive strength through laboratory testing of masonry prisms or panels under uniaxial compression. Strength is defined as the maximum stress achieved at failure, providing directly interpretable results [5]. On the basis of these measurements, mean and characteristic values necessary for structural design and verification are derived.

The compressive strength is explicitly defined through standardized procedures, and can be expressed by the formula: (1).

$$f_{wc} = \frac{F_{max}}{A} \tag{1}$$

Where: F_{max} is the maximum compressive force, and A is the effective cross-sectional area of the wall.

Major international standards cover these procedures, including Eurocode 6 [6] (EN 1052 [7]), TMS 402/602 with ASTM C1314 [8,9], CSA S304 [10], AS 3700 [11], and RILEM recommendations [12]. While the testing philosophy is generally consistent, differences exist in sample geometry, statistical processing, and the role of indirect methods.

Modern codes use masonry prisms as reference specimens, yet they differ in the directness of experimental input. Eurocode 6 relies on indirect, analytically calibrated expressions, American and Canadian standards combine empirical relations with normative values, while the Australian–New Zealand AS 3700 emphasizes a test-based methodology. RILEM guidelines provide flexibility regarding specimen geometry, slenderness, and number of layers, but due to their research-oriented nature, do not prescribe a single procedure.

Table 1 summarizes the main differences between international standards in terms of testing philosophy and implementation. Despite variations, all approaches rely on experimental data, which remain essential for model calibration. However, high costs and limited generalizability justify the development of numerical and data-driven methods.

1.2. EMPIRICAL–ANALYTICAL AND SEMI-EMPIRICAL METHODS

Empirical–analytical methods define masonry compressive strength through calculation formulas derived from regression analysis of experimental data [1]. These expressions, integrated into leading design codes such as Eurocode 6 and MSJC, express wall strength as a

function of component characteristics (masonry units, mortar) and element geometry, enabling straightforward engineering application and clear physical interpretation. However, their applicability is limited to experimentally verified ranges and does not fully capture wall heterogeneity, local damage mechanisms, or complex stress states.

Table 1: Comparison of Masonry Standards

Standard / System	Eurocode 6 (EN 1996-1-1)	TMS 402/602 (ACI 530/ASCE 5)	CSA S304	AS 3700	RILEM Recommendations
Reference Test	EN 1052-1 (EN 772 / EN 1052)	ASTM C1314	CSA prism test	AS 3700 prism tes	RILEM TC recommendations
Strength Determination	Indirect; prism-based	Direct prism testing or " unit strength method"	Experimental; mean & characteristic strength	Direct measurement of maximum compressive strength	Scientific-empirical approach; wide parameter set
Geometry & Slenderness Control	Strict control; h/t ≤ 5; element-adapted geometry	Flexible slenderness; correction factors	Slenderness corrected by factors; less restrictive than EC6	Clearly defined geometry; controlled conditions	Geometry & slenderness explicitly analyzed
Alternative to Lab Test	Empirical relations	Yes – unit strength method	Limited	Practically none	Multiple analytical expressions
Design Philosophy	Conservative, code-strict	Practical, operational	Combined (empirical & code)	Experimentally based	Scientific-research
Role of Experiments	Basis for defining design values	Direct design method	Design & verification	Crucial for strength determination	Theoretical & methodological code basis
Key Advantage	Standardized, reliable	Simple, practical	Balanced safety & flexibility	High physical realism	Broad theoretical flexibility
Key Limitation	Limited parameters; indirect approach	Relies on typical values	Still experiment-dependent	High cost; testing required	Non-mandatory

Two dominant types of analytical relations are commonly identified. The first group consists of linear-type functions, defining wall strength as a weighted combination of unit compressive strength (f_{bc}) and mortar strength (f_{mc}), with coefficients (α,β) depending on material and assembly geometry. While suitable for quick engineering estimates, they neglect complex interactions among components under real conditions:

$$f_{wc} = \alpha f_{bc} + \beta f_{mc} \tag{2}$$

The second group includes power-law (stepwise) functions, which establish a nonlinear dependence of wall strength on its components. These models are easier to calibrate against experimental data and, due to alignment with Eurocode 6 principles, more accurately reflect real structural behavior, making them widely adopted in research and engineering practice [13,14]:

$$f_{wc} = K f_{bc}^{\alpha} f_{mc}^{\beta} \tag{3}$$

Where K, α, and β are empirical coefficients defined by the standard based on statistical analysis of experimental data.

Semi-empirical extensions refine basic relations by introducing additional parameters, such as the mortar volume fraction (ξ), enabling finer calibration and a more detailed description of wall mechanics:

$$f_{wc} = \xi \left[\left(\frac{2}{3}\sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta f_{mc} \right] \tag{4}$$

Despite their simplicity and broad adoption, these formulas remain dependent on material properties and geometry, and neglect several influential factors. Wall slenderness, aspect ratios, horizontal and vertical joint thicknesses, complex triaxial stress states, and the behavior of the interface between units and mortar (ITZ) are often not considered. These limitations highlight the need for advanced numerical models and the application of soft-computing and AI-based methods.

1.3. NUMERICAL–MECHANICAL METHODS (FEM)

With the development of computational mechanics, masonry compressive strength can be interpreted through numerical–mechanical approaches based on the finite element method (FEM) [15]. These methods allow physically grounded but indirect determination of wall strength using macro-, micro-, and simplified micromodels, differing in discretization level and strength definition. This approach enables detailed analysis of stress–strain states and the interaction between units and mortar:

$$\sigma = D(\varepsilon)\varepsilon \tag{5}$$

Where: σ and ε are the stress and strain vectors, while D represents the nonlinear material matrix.

Three levels of modeling are commonly applied. Macro-models treat the wall as a homogenized continuum, efficient for global analyses but unable to capture local failure mechanisms or contributions of individual components. Compressive strength is determined indirectly from the maximum axial force and the gross cross-sectional area.

In contrast, micro-models represent the most detailed approach, modeling masonry units, mortar, and interfaces as separate nonlinear constituents. Wall strength emerges from the global failure of the prism, driven by material interaction and the development of cracks and damage [16]. While highly accurate physically and realistic in failure description, their application is limited by high computational cost.

Simplified micromodels offer a compromise: elements are modeled as elastic or elastic–plastic continua, while nonlinearity and degradation are concentrated in interface elements. Compressive strength is taken as the maximum system response in the analysis. This approach provides a favorable balance between realism and efficiency, suitable for parametric studies and variant analysis.

In FEM, wall compressive strength is not expressed explicitly but is generated as the global response of the numerical model at failure. The validity of simulations depends on discretization level (macro, meso, or micro) and the proper selection of constitutive laws—Mohr–Coulomb and Drucker–Prager for macro-models, or damage–plasticity and cohesive laws for detailed approaches [16]. FEM results are inherently case-dependent, influenced by material properties, joint geometry, and mesh density. No universal function exists for all masonry types; careful calibration of constitutive models against experimental data is essential, as results rely directly on chosen parameters and modeling assumptions.

1.4. AI-BASED METHODS

Advances in computing and the availability of large data sets have enabled the application of artificial intelligence (AI) for predicting masonry wall compressive strength. AI models, including neural networks and advanced regression algorithms, learn complex nonlinear relationships directly from experimental data. While accurate, they do not define strength via analytical expressions or constitutive laws, but as an approximating function output, limiting physical interpretability and binding predictions to the training domain [17]:

$$f_{wc} = F(X) \tag{6}$$

Where: X is the set of input parameters, and F is the function learned from the data.

The model's form is implicitly defined by network weights and applies only within the training data domain. Advantages include capturing complex nonlinearities and high predictive accuracy, while limitations are reduced interpretability and dependence on input data quality.

Commonly used AI approaches for masonry strength prediction include artificial neural networks (ANNs), particularly multilayer perceptrons, due to their capacity to model nonlinear interactions between material and geometric parameters [4,18]. ANFIS models combine fuzzy logic with adaptive learning for better interpretability and efficiency on smaller datasets, though with slightly lower accuracy. Support vector machines (SVM) offer stable generalization but limited scalability for heterogeneous data. Ensemble and hybrid AI approaches, e.g., ANN+GA, ANN+PSO, or ANFIS with optimization, enhance precision and stability but increase computational demand.

AI models define wall compressive strength as an implicitly learned function connecting material and geometric parameters with structural response. Inputs are often laboratory data from EC6 and ASTM-standard prism tests, ensuring physical relevance but limited sample numbers. Data can also be generated via FEM "virtual experiments," expanding datasets but introducing dependence on constitutive models and failure criteria [19].

1.5. HYBRID METHODS

Hybrid approaches integrate experimental testing, numerical simulations, and AI models to overcome limitations of individual methods. In this framework, AI models can be guided by fundamental mechanical principles to ensure physically consistent predictions, while FEM simulations enrich datasets where experimental results are limited. Combining explicit mechanical relations with implicitly learned dependencies improves model robustness and extends the applicability domain [20].

Hybrid methods do not constitute a separate fifth method but systematically combine two or more approaches to increase accuracy, broaden applicability, and reduce experimental cost.

Unlike “pure” methods, they act as a bridge. Compressive strength is defined contextually, with the model output reflecting both physical knowledge and data. Common combinations include experiment + empirical analysis, experiment + FEM, FEM + AI, experiment + AI, or empirical + AI.

Classical engineering hybrids (experiment + empirical) calibrate predefined analytical relations and provide physically interpretable results. Experiment + FEM enables virtual expansion of experimental datasets. Advanced approaches, such as FEM + AI, use FEM to generate large datasets for AI to learn surrogate models for rapid predictions. Experiment + AI trains directly on laboratory data for high accuracy, while empirical + AI represents physics-guided AI where analytical expressions serve as inputs and AI corrects model errors. Hybrid methods thus bridge experimental, analytical, and numerical approaches, combining their strengths while mitigating individual weaknesses, yet remaining dependent on the quality and context of input data.

3. ANALYSIS OF METHODS FOR DETERMINING MASONRY WALL COMPRESSIVE STRENGTH

A systematic comparison of methods for determining masonry wall compressive strength is presented in Table 2, providing an overview of their theoretical foundations, input parameters, and methodology for generating results. The classification includes experimental, empirical–semi-empirical, numerical–mechanical (FEM) approaches, as well as AI-based models and hybrid solutions. The analysis considers criteria such as the definition of strength, type of input data, functional relationships, and the key advantages and limitations of each method. This structure allows for a clear distinction between directly measured quantities, analytical functions, numerical simulation outputs, and implicit data-driven relations, providing an objective framework for selecting an appropriate research approach.

The comparative analysis in Table 2 highlights that methods for determining wall compressive strength differ significantly not only in how results are obtained but also in the underlying concept of this mechanical property. Common to all methods is the recognition that wall compressive strength is not a universal quantity and depends on material type, geometry, and application domain. Experimental and empirical methods are highly physically grounded but limited in flexibility and cost, treating strength as an explicitly defined or directly measured quantity. Numerical and AI-based approaches enable detailed simulations but require computational resources and precise calibration, introducing the concept of strength as an implicit or emergent outcome of a complex mechanical or data-driven process. Hybrid methods combine the best characteristics of these approaches, balancing accuracy, physical relevance, and reduced cost, while remaining dependent on the quality of input data and modeling assumptions.

Numerical–mechanical approaches allow physically grounded insight into the behavior of masonry assemblies and identification of local failure mechanisms, but they demand detailed modeling and high computational effort. In contrast, AI methods achieve high predictive accuracy for wall compressive strength, yet their application is limited to the domain of available data and they offer reduced interpretability. Hybrid methods, integrating experimental data, numerical simulations, and AI models, provide a modern response to the limitations of individual approaches. Their ability to combine physical consistency, extended applicability, and enhanced prediction robustness indicates significant potential for advancing methodologies in masonry structure assessment.

Table 2: Comparative Overview of Methods for Determining Masonry Wall Compressive Strength

Method	Basis	Strength Definition	Inputs	Advantages	Limitations	Common Features	Function / Result
Experimental	Testing	Direct measurement in	Wall prism, load, deformations	Realistic, standardized, reference method	Expensive and time-consuming; limited number of samples; local	Based on actual wall behavior; valid only for tested material	Direct value
Empirical / Semi-Empirical	Experiment	Analytical function based on material	Brick strength, mortar strength, geometry	Quick to apply; simple; physically interpretable	Does not capture all mechanical effects; material-specific; limited domain	Based on experimental data; uses wall as composite concept	Linear; Power-law
Numerical (FEM)	Mechanics	Global failure simulation	Constitutive laws (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, damage), geometry, load	Analyzes complex geometries, local effects, heterogeneity, masonry interfaces	Computationally expensive; depends on model choice and calibration; not universal; micromodels require high	Case-dependent; strength is output, not input; depends on material properties and wall	Implicit relation
Emergent / AI / Soft Computing	Input Data	Predicted strength based on learned functions from data	Predominantly experimental data, material parameters	Captures complex nonlinearities and interactions; high accuracy within data domain; fast predictions	Black-box nature; valid only within training domain; limited physical interpretability; depends on data quality and quantity; limited	Strength is model output, not physically defined; domain of validity limited	Implicit function
Hybrid Method	Combination	Combines 2+ approache: experiment, empirical, FEM (MKE),	Experimental data + numerical results (FEM) + material parameters	Improves accuracy and robustness; wider use; cuts test costs; balances physics and data-driven prediction.	Higher complexity; requires multi-layer calibration; still in development; depends on data quality and assumptions; not universally applicable	Combines advantages of individual methods; strength defined contextually; valid within input data domain	Combined explicit-implicit relation

Therefore, the table not only serves as a comparative overview of existing methods but also provides a foundation for understanding current trends in defining masonry wall compressive strength, reflecting a clear shift from simplified empirical expressions toward integrated, multi-scale models that correspond to the real complexity of masonry structures.

4. CONCLUSION

The systematic analysis of experimental, empirical, numerical, and AI-based models demonstrates that the compressive strength of masonry walls is not a simple material constant. Rather, it should be understood as an effective mechanical property of a complex masonry assembly, emerging from the nonlinear interaction between masonry units, mortar, geometry, and specific loading conditions.

Within the domain of construction materials, experimental methods continue to serve as the reference approach, essential for the calibration and validation of all other models. Laboratory tests provide direct insight into the actual behavior of the composite system, identifying local failure mechanisms and crack propagation. However, high costs and logistical constraints limit the representation of the full spectrum of material variability, motivating the development of analytical approximations.

Empirical and semi-empirical models, as reflected in contemporary standards such as Eurocode 6, offer an optimal balance between engineering practicality and physical grounding. Yet, their reliability decreases when applied to modern heterogeneous materials that fall outside the range of experimental data on which these expressions were originally based. In contrast, numerical–mechanical (FEM) approaches treat compressive strength as the result of global system failure, allowing detailed separation of contributions from individual components and interfaces. While scientifically rigorous, these models are highly sensitive to constitutive law parameters, often limiting their direct applicability in practice.

AI-based methods introduce a new perspective, treating compressive strength as a learned nonlinear function in a multidimensional parameter space. Despite their strong predictive capability, the “black-box” nature of these models necessitates caution in physical interpretation. Hybrid approaches, which integrate experimental results, numerical simulations, and AI models, currently appear as the most promising solution. Such integrated frameworks maintain mechanical consistency while significantly improving predictive accuracy, paving the way for the modernization of technical standards and the development of advanced computational procedures for masonry structures.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, Agreement No. 451-03-34/2026-03/200108 (Faculty of Mechanical Engineering and Civil Engineering in Kraljevo, University of Kragujevac) and No. 451-03-34/2026-03/200095 (Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Nis). The research aligns with the UN Agenda 2030 goal: Industry, innovation and infrastructure.

REFERENCES

[1] Milošević B. AmQuake: Statička i dinamička analiza zidanih konstrukcija, Faculty of Mechanical and Civil Engineering, University of Kragujevac, Kraljevo, 2022.

[2] Hendry A. W. Structural Masonry, Macmillan Press, Basingstoke, 1998.

[3] Marinković M. Numerical and experimental analysis of innovative seismic resistant masonry systems, PhD Thesis, University of Belgrade, 2017.

[4] Milošević B, Kojić N, Petrović Ž. Overview of the application of Artificial Neural Networks in the determination of some mechanical characteristics of masonry walls, Engineering Today, 4 (1), 2025, 41-52.

[5] Khan N. A, Aloisio A, Monti G, Nuti C, Briseghella B. Experimental characterization and empirical strength prediction of Pakistani brick masonry walls, Journal of Building Engineering, 71, 2023, 106451.

[6] CEN. EN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

[7] CEN. EN 1052-1: Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength, European Committee for Standardization, Brussels, 1998.

[8] TMS. TMS 402/602-22: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures, The Masonry Society, Longmont, CO, 2022.

[9] ASTM International. ASTM C1314-22a: Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, ASTM, West Conshohocken, PA, 2022.

[10] CSA Group. CSA S304:24: Design of masonry structures, Canadian Standards Association, Toronto, 2024.

[11] Standards Australia. AS 3700:2018: Masonry structures, Standards Australia, Sydney, 2018.

[12] RILEM. RILEM TC 127-MS: Test methods for mechanical properties of masonry, RILEM Publications, Bagneux, 1994.

[13] Asteris P. G, Drosopoulos G. A, Cavaleri L, Formisano A, Drougkas A, Milani G, Mohebkhah A, Lourenço P. B. Mapping and revealing the nature of masonry compressive strength using computational intelligence, Structures, 78, 2025, 109189.

[14] Kouzelis L, Moretti M. Preliminary evaluation of predictions from compressive strength models for masonry, Technical Annals, 1 (6), 2024, 1-12. https://doi.org/10.12681/ta.37179

[15] Lourenço P. B. Masonry Structures, Overview, Encyclopedia of Earthquake Engineering, 2014, DOI: 10.1007/978-3-642-36197-5_111-1.

[16] Lourenço P. B. Computational strategies for masonry structures, Delft University Press, Delft, 1996.

[17] Haykin S. S. Neural Networks: A Comprehensive Foundation, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1999.

[18] Adeli H. Neural networks in civil engineering: 1989–2000, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 16 (2), 2001, 126-142.

[19] Aziz M. T, Osabel D. M, Tsavdaridis K. D, Al-Fasih M. Y, Arshied A. M, Salami B. A, Shaaban I. G, Hejazi F, Al-Zand A. W, Ahamad M. S, Kim S. S. State-of-the-art artificial intelligence techniques in structural engineering: A review of applications and prospects, Results in Engineering, 25, 2025, 107882.

[20] Napolitano R, Glisic B. Hybrid physics-based modeling and data-driven method for diagnostics of masonry structures, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 35 (5), 2020, 483-494.

E-5
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026005S

Nađa Simović[1], Ivan Glišović[2], Marija Todorović[2]

DESIGN MODEL FOR CLT PANELS REINFORCED WITH GFRP BARS

Summary: Cross laminated timber (CLT) is relatively new and eco-friendly prefabricated wood product in a form of large structural panels used mostly for floors and walls. Cross-wise layer configuration enables both in- and out-of-plane resistance of CLT panels, providing significant structural flexibility. Modern structural demands, such as long-spans and heavy loads, make additional reinforcement necessary for CLT panels in bending. Improvements can be achieved by using advanced composite materials. This paper describes a design model developed to predict load-carrying capacity and bending stiffness of CLT panels reinforced with glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars in tension zone. Model was calibrated for unreinforced CLT panels and modified to consider the effect of GFRP reinforcement with varying reinforcement percentage. Good agreement was observed between theoretical and experimental test results for reinforced CLT panels.

Keywords: cross laminated timber, composite, FRP, theoretical analysis, capacity, stiffness

PRORAČUNSKI MODEL ZA CLT PANELE OJAČANE KOMPOZITNOM ARMATUROM

Rezime: Unakrsno lamelirano drvo *(cross laminated timber* – CLT) je relativno nov i ekološki prihvatljiv pločasti proizvod na bazi drveta u vidu panela velikih formata koji se najčešće koriste kao međuspratne konstrukcije i zidovi. Zbog međusobno unakrsno postavljenih slojeva, CLT paneli mogu biti opterećeni i u svojoj ravni i van svoje ravni, što doprinosi značajnoj konstruktivnoj fleksibilnosti. Savremeni konstruktivni zahtevi, kao što su veliki rasponi i visok intenzitet opterećenja, često zahtevaju ojačanje CLT panela izloženih savijanju van svoje ravni. Poboljšanja se mogu ostvariti korišćenjem naprednih kompozitnih materijala visokih mehaničkih karakteristika kao što su polimeri ojačani vlaknima (*fibre reinforced polymers* – FRP). U ovom radu opisan je proračunski model razvijen za predviđanje nosivosti i krutosti na savijanje CLT panela ojačanih kompozitnom armaturom u zoni zatezanja. Model je formiran tako da se može primeniti na neojačane i ojačane panele sa različitim procentom armiranja. Zabeleženo je dobro slaganje između teorijskih i eksperimentalnih rezultata za ojačane panele.

Ključne reči: unakrsno lamelirano drvo, kompozit, FRP, teorijska analiza, nosivost, krutost

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, nsimovic@grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

1. INTRODUCTION

Cross laminated timber (CLT) is an engineering and prefabricated wood composite product formed by adhering layers of timber boards (laminations) in an orthogonal orientation thus creating large-scale panels. As they have both in- and out-of-plane resistance, CLT panels can be used either for floors, walls, roofs or stairs. CLT single- and multi-storey buildings offer economical and environmentally friendly substitute for conventional construction materials as they reduce greenhouse gas emissions. After the end of the life cycle, CLT components can be reused, recycled or used as bioenergy, enhancing their sustainability profile [1].

Solid and glued laminated timber elements loaded in out-of-plane bending experience failure in tension zone which is usually initiated at wood defects (knots, grain deviation, resin pockets) or finger joints. This tensile failure is very brittle and difficult to predict. CLT elements are no different from this.

High-strength and high-modulus materials, such as fibre reinforced polymer (FRP) composite materials, can be used to strengthen and reinforce CLT elements in order to overcome wood defects and improve mechanical properties [2]. Reinforcement enables larger spans and higher loads that meets modern structural demands. Also, the composite effect results in enhanced exploitation of timber resource.

Developing a design model that can determine load-carrying capacity and bending stiffness of reinforced CLT panels is crucial for the optimal use of FRP reinforcement, as well as for their wider application. Reinforcement in tension zone changes the stress-strain relationship in the composite cross section. In order to describe behaviour of reinforced CLT panels as accurately as possible, the calculation model must consider non-linearity due to the plastification in timber in the compression zone.

This paper provides a design model for calculating ultimate load-carrying capacity and bending stiffness of five-layered unreinforced CLT panels and CLT panels reinforced with glass fibre reinforced polymer (GFRP) bars in tension zone with different reinforcement percentage. The calculation considers only the failure mode of CLT panels that occurred in experimental research, which is failure in tension zone. Therefore, this design model was applied to CLT panels that were experimentally tested and the results were then compared.

2. EXPERIMENTAL INVESTIGATION

Experimental investigation was conducted with the aim of determining bending behaviour of reinforced CLT panels. A total of 15 panels were tested – five unreinforced CLT panels (Series A), five CLT panels reinforced with three GFRP bars (Series B with reinforcement percentage of 0.45%) and five CLT panels reinforced with six GFRP bars (Series C with reinforcement percentage of 0.90%) in tension zone.

All CLT panels were made of softwood (spruce) classified in the strength class C24 according to EN 338 [3]. CLT panels were 440 cm long, 50 cm wide with overall thickness of 15 cm (five 3 cm thick layers with conventional orientation). GFRP bars with a nominal diameter of 12 mm were placed along the near-surface grooves that were cut into panels along their entire length. Epoxy adhesive was used to bond GFRP bars. In that way, reinforcement was hidden and protected by the surrounding wood.

Panels were tested in four-point bending configuration as simply supported beams with a span of 420 cm symmetrically loaded with two concentrated forces at a distance of 90 cm, in accordance with EN 16351 [4]. Dimensions of CLT panels and testing layout are presented in Fig. 1.

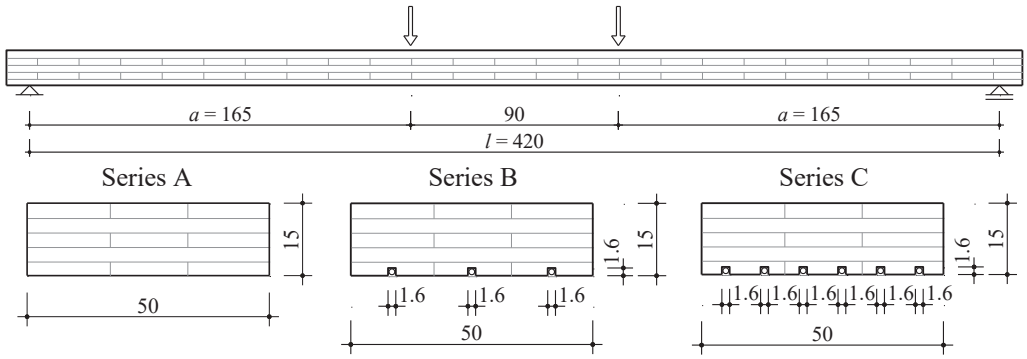


Figure 1: Test configuration of CLT panels

Experimental test results are presented together with the theoretical results in the following sections of the paper.

3. THEORETICAL MODEL

3.1. CONSTITUTIVE RELATIONS FOR MATERIALS

The analysis of nonlinear behaviour of reinforced CLT panels in out-of-plane bending requires the definition of stress-strain relationship for wood under tension and compression (parallel to grain). Generally, there are different constitutive models regarding compression that describe behaviour of wood with varying degrees of approximation as presented in Fig. 2 [5]. Model 1 is the most realistic one, but also the most complex to incorporate into design model. Nevertheless, the idealised model 3 (linear-elastic in tension and linear-elastic-perfectly plastic in compression) can also be implemented with sufficient accuracy.

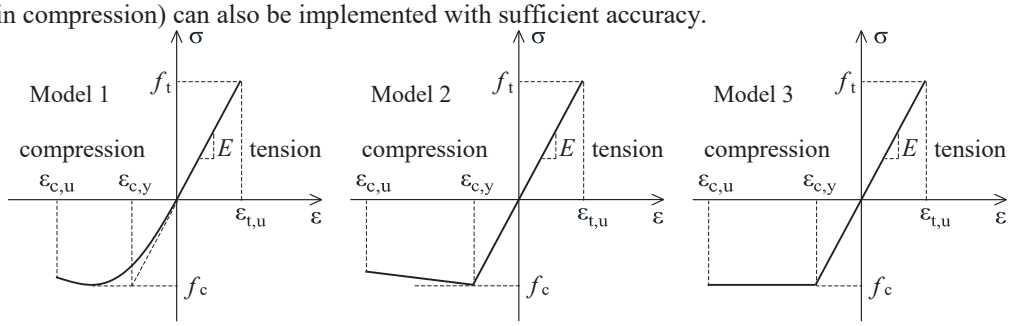


Figure 2: Constitutive models for timber

GFRP material can be idealised with linear-elastic constitutive model with a brittle failure.

3.2. CALCULATION OF LOAD-CARRYING CAPACITY

Design models should take into account the actual behaviour of materials which can be confirmed by research or experimental testing. A theoretical model has been developed to predict the behaviour of CLT panels reinforced with GFRP bars and to calculate their load-carrying capacity. The basic assumptions and simplifications of the adopted model were:

- plain cross-section remains plain during deformation,
- bond between CLT and GFRP is ideal,
- elastic properties of epoxy adhesive are not considered,
- behaviour of wood in tension is linear-elastic and in compression linear-elastic-perfectly plastic (model 3 in Fig. 2),

- behaviour of GFRP bars in tension is linear-elastic,
- the impact of cross-section weakening due to plastification is neglected.

The calculation determines bending moment in the most loaded cross-section of the CLT element for a specific level of strain of wood fibres in tension. Based on the calculated value of the bending moment, the value of load can be further calculated.

Experimental tests have shown that the failure mechanism of both unreinforced and reinforced CLT panels is brittle failure in the tension zone, with or without visible partial plastification in the compression zone. Wood behaves in a linear-elastic manner until it reaches the yielding strain at the upper edge of the cross-section before reaching the ultimate tensile stress. As defined by the constitutive model, when strains in compression exceed the limit of elasticity, plastification occurs and stress in compression can no longer be increased. This causes the shifting of neutral axis so that equilibrium conditions are satisfied. The behaviour of CLT panels in this phase is plastic until failure occurs, which happens upon reaching the value of ultimate tensile stress at the lower edge of the cross-section. Depending on the reinforcement percentage, other failure modes are also possible, e.g. failure occurs beforehand due to reaching the limiting value of compressive strain at the upper edge of the cross-section. However, this is not observed in the experimental testing.

Idealised distribution of strains and stresses of five-layered CLT panel with cross-section width *b* and height *h*, reinforced with GFRP bars in tension zone, is presented in Fig. 3.

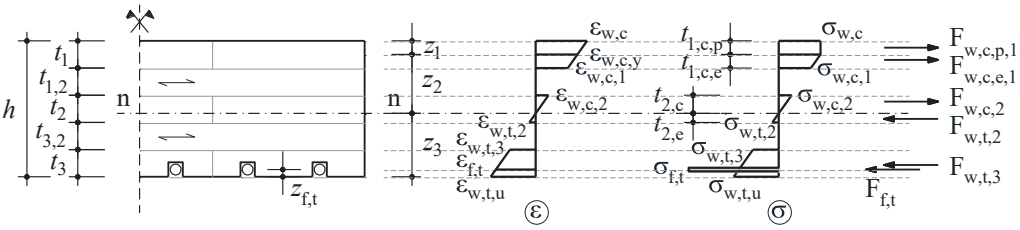


Figure 3: Stress and strain distribution in CLT cross-section

Knowing the ultimate strains $\varepsilon_{w,t,u}$ and $\varepsilon_{w,c,y}$, other characteristic strains in the cross-section (Fig. 3) can be determined from the compatibility conditions:

$$\begin{cases} \varepsilon_{w,c,1} = \dfrac{z_1 + z_2 - t_1}{z_2} \cdot \varepsilon_{w,c,y} \\ \varepsilon_{w,c,2} = \dfrac{t_{2,c}}{z_2} \cdot \varepsilon_{w,c,y} \\ \varepsilon_{w,t,2} = \dfrac{t_{2,t}}{z_3} \cdot \varepsilon_{w,t,u} \\ \varepsilon_{w,t,3} = \dfrac{z_3 - t_3}{z_3} \cdot \varepsilon_{w,t,u} \\ \varepsilon_{f,t} = \dfrac{z_3 - z_{f,t}}{z_3} \cdot \varepsilon_{w,t,u} \end{cases} \tag{1}$$

with the following relations:

$$\begin{cases} z_1 = t_{1,c,p} = h - z_2 - z_3 \\ z_2 = \varepsilon_{w,c,y} / \varepsilon_{w,t,u} \cdot z_3 \\ t_{1,c,e} = t_1 - z_1 \\ t_{2,c} = h - z_3 - t_1 - t_{1,2} \\ t_{2,t} = z_3 - t_3 - t_{3,2} \end{cases} \tag{2}$$

where:

t_i is thickness of the i-th longitudinal layer,

$t_{i,2}$ is thickness of cross layer next to the i-th longitudinal layer, and

$z_{\mathrm{f,t}}$ is distance between the centre point of GFRP bars in tension zone and bottom edge of CLT panel.

For given values of strains, corresponding values of stresses in the cross-section (Fig. 3) can be calculated according to the specified stress-strain relations:

$$\begin{cases} \sigma_{\mathrm{w,c}} = \varepsilon_{\mathrm{w,c,y}} \cdot E_{\mathrm{w}} = f_{\mathrm{c}} \\ \sigma_{\mathrm{w,c,1}} = \varepsilon_{\mathrm{w,c,1}} \cdot E_{\mathrm{w}} \\ \sigma_{\mathrm{w,c,2}} = \varepsilon_{\mathrm{w,c,2}} \cdot E_{\mathrm{w}} \\ \sigma_{\mathrm{w,t,2}} = \varepsilon_{\mathrm{w,t,2}} \cdot E_{\mathrm{w}} \\ \sigma_{\mathrm{w,t,3}} = \varepsilon_{\mathrm{w,t,3}} \cdot E_{\mathrm{w}} \\ \sigma_{\mathrm{w,t,u}} = \varepsilon_{\mathrm{w,t,u}} \cdot E_{\mathrm{w}} = f_{\mathrm{t}} \\ \sigma_{\mathrm{f,t}} = \varepsilon_{\mathrm{f,t}} \cdot E_{\mathrm{f}} \end{cases} \tag{3}$$

where:

E_{w} is modulus of elasticity parallel to the grain of CLT panel, and

E_{f} is modulus of elasticity of GFRP bars.

The position of the neutral axis (unknown z_3) is determined from the equilibrium equations of internal forces in the longitudinal axis direction (in accordance with the stress distribution in CLT cross-section in Fig. 3):

$$F_{\mathrm{w,c,p,1}} + F_{\mathrm{w,c,e,1}} + F_{\mathrm{w,c,2}} = F_{\mathrm{w,t,3}} + F_{\mathrm{w,t,2}} + F_{\mathrm{f,t}} \tag{4}$$

with the following internal forces:

$$\begin{cases} F_{\mathrm{w,c,p,1}} = \sigma_{\mathrm{w,c}} \cdot t_{\mathrm{1,c,p}} \cdot b \\ F_{\mathrm{w,c,e,1}} = \dfrac{\sigma_{\mathrm{w,c,1}} + \sigma_{\mathrm{w,c}}}{2} \cdot t_{\mathrm{1,c,e}} \cdot b \\ F_{\mathrm{w,c,2}} = \dfrac{\sigma_{\mathrm{w,c,2}}}{2} \cdot t_{\mathrm{2,c}} \cdot b \\ F_{\mathrm{w,t,2}} = \dfrac{\sigma_{\mathrm{w,t,2}}}{2} \cdot t_{\mathrm{2,t}} \cdot b \\ F_{\mathrm{w,t,3}} = \dfrac{\sigma_{\mathrm{w,t,3}} + \sigma_{\mathrm{w,t,u}}}{2} \cdot t_3 \cdot b \\ F_{\mathrm{f,t}} = \sigma_{\mathrm{f,t}} \cdot A_{\mathrm{f,t}} \end{cases} \tag{5}$$

where:

$A_{\mathrm{f,t}}$ is cross-section area of GFRP bars in tension zone.

The resulting bending moment (moment capacity) M_{u} can be calculated as the sum of the moments of internal forces about the neutral axis:

$$\begin{aligned} M_{\mathrm{u}} = {} & F_{\mathrm{w,c,p,1}} \cdot \left(z_2 + \frac{z_1}{2} \right) + F_{\mathrm{w,c,e,1}} \cdot \left(z_2 - \frac{t_{\mathrm{1,c,e}}}{3} \cdot \frac{2\sigma_{\mathrm{w,c,1}} + \sigma_{\mathrm{w,c}}}{\sigma_{\mathrm{w,c,1}} + \sigma_{\mathrm{w,c}}} \right) + F_{\mathrm{w,c,2}} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot t_{\mathrm{2,c}} \right) + \\ & + F_{\mathrm{w,t,2}} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot t_{\mathrm{2,t}} \right) + F_{\mathrm{w,t,3}} \cdot \left(z_3 - \frac{t_3}{3} \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{w,t,u}} + 2\sigma_{\mathrm{w,t,3}}}{\sigma_{\mathrm{w,t,u}} + \sigma_{\mathrm{w,t,3}}} \right) + F_{\mathrm{f,t}} \cdot \left(z_3 - z_{\mathrm{f,t}} \right) \end{aligned} \tag{6}$$

Based on the calculated value of moment capacity and test configuration of CLT panels with

a shear span a presented in Fig. 1, the value of load-carrying capacity can be further calculated:

$$F_{\max} = \frac{2 \cdot M_{\mathrm{u}}}{a} \tag{7}$$

3.3. CALCULATION OF BENDING STIFFNESS

Bending properties of CLT panels for serviceability limit state must consider shear flexibility of transverse layers by using the effective bending stiffness. So far, there are three analytical methods for calculating the effective bending stiffness of CLT panels and the most conventional one is the Gamma method. Current European Technical Approvals (ETA) have adopted this method that is shown in Annex B of Eurocode 5 [6] with certain changes to the original theory. The main assumptions for applying this method are:

- CLT panels are simply supported and loaded perpendicular to their plane,
- CLT panels carry load only in longitudinal direction,
- only longitudinal layers of CLT panel are used for calculating the effective bending stiffness,
- shear deformations are considered through connection efficiency factors γ,
- the effect of transverse layers is considered only through their rolling shear properties.

Due to the presence of reinforcement only in tension zone, there is a shift of the neutral axis as presented in Fig. 4.

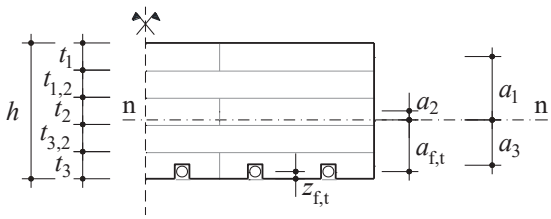


Figure 4: CLT cross-section with shifting of neutral axis due to reinforcement in tension zone

The effective bending stiffness in the longitudinal direction for five-ply CLT panel is defined as follows:

$$(EI)_{\mathrm{eff}} = E_{\mathrm{w}} \cdot I_{\mathrm{comp,eff}} = E_{\mathrm{w}} \cdot \left[\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{b \cdot t_i^3}{12} + \gamma_i \cdot b \cdot t_i \cdot a_i^2 \right) + \gamma_3 \cdot \frac{E_{\mathrm{f}}}{E_{\mathrm{w}}} \cdot A_{\mathrm{f,t}} \cdot a_{\mathrm{f,t}}^2 \right] \tag{8}$$

with

$$\begin{cases} a_1 = \left(\dfrac{h}{2} - \dfrac{t_1}{2} \right) + a_2 \\ a_3 = \left(\dfrac{h}{2} - \dfrac{t_3}{2} \right) - a_2 \\ a_{\mathrm{f,t}} = \left(\dfrac{h}{2} - z_{\mathrm{f,t}} \right) - a_2 \\ a_2 = \dfrac{-\gamma_1 \cdot \left[b \cdot t_1 \cdot \left(\dfrac{h}{2} - \dfrac{t_1}{2} \right) \right] + \gamma_3 \cdot \left[b \cdot t_3 \cdot \left(\dfrac{h}{2} - \dfrac{t_3}{2} \right) + \dfrac{E_{\mathrm{f}}}{E_{\mathrm{w}}} \cdot A_{\mathrm{f,t}} \cdot \left(\dfrac{h}{2} - z_{\mathrm{f,t}} \right) \right]}{\sum_{i=1}^{n} \left(\gamma_i \cdot b \cdot t_i \right) + \gamma_3 \cdot \dfrac{E_{\mathrm{f}}}{E_{\mathrm{w}}} \cdot A_{\mathrm{f,t}}} \end{cases} \tag{9}$$

and

$$\begin{cases} \gamma_1 = \dfrac{1}{1+\dfrac{\pi^2 \cdot E_w \cdot b \cdot t_1}{l^2} \cdot \dfrac{t_{1,2}}{G_R \cdot b}} \\ \gamma_2 = 1.0 \\ \gamma_3 = \dfrac{1}{1+\dfrac{\pi^2 \cdot \left(E_w \cdot b \cdot t_3 + E_f \cdot A_{f,t}\right)}{l^2} \cdot \dfrac{t_{3,2}}{G_R \cdot b}} \end{cases} \tag{10}$$

where

n is the number of longitudinal layers,

a_i is distance between the centre point of the i-th longitudinal layer and neutral axis of CLT cross-section,

$a_{f,t}$ is distance between the centre point of GFRP bars in tension zone and neutral axis of CLT cross-section,

l is span of CLT panel, and

G_R is shear modulus perpendicular to the grain (rolling shear modulus) of CLT panel.

4. RESULTS AND DISCUSSION

For using the proposed design model to calculate load-carrying capacity and bending stiffness of (un)reinforced CLT panels, it is necessary to specify the values of stresses and strains that define constitutive models of materials. The most challenging aspect is selecting suitable values for stress limits in timber. The tensile stress limit in bending is greater than the tensile stress limit in axial tension. This fact is taken into account by adopting that CLT panels loaded in out-of-plane bending experience failure in tension zone that occurs upon reaching the bending strength of timber ($f_t = f_m$).

In Tab. 1 are presented mechanical properties of materials that are used in the design model. Presented mean values were derived from characteristic values shown in [7] and coefficient of variations from probabilistic model code [8] that were adopted for glued laminated timber in the absence of data for cross laminated timber.

Table 1: Mechanical properties of materials

	Property	Value
f_m	Bending strength of CLT	33.9 MPa
f_c	Compressive strength of CLT	31.6 MPa
E_w	Modulus of elasticity of CLT	11550 MPa
G_R	Rolling shear modulus of CLT	65 MPa
E_f	Modulus of elasticity of GFRP	50000 MPa
$\varepsilon_{w,t,u}$	Ultimate tensile strain of CLT	2.9‰
$\varepsilon_{w,c,y}$	Yield strain in compression of CLT	2.7‰

Table 2: Comparison of experimental and theoretical results

	Series	Experimental testing	Design model	Difference [%]
Load-carrying capacity [kN]	A	60.8	60.9	0.03
	B	67.2	65.8	-2.05
	C	77.6	70.4	-10.21
Bending stiffness [$\times 10^8$ kNmm^2]	A	11.441	11.839	3.37
	B	12.283	12.469	1.49
	C	12.894	13.055	1.23

Tab. 2 shows the comparison of experimental and theoretical results for all three Series of CLT panels. The displayed values are mean values of load-carrying capacity and bending stiffness from experimental testing with corresponding values calculated using Eqs. 7 and 8 of presented design model.

There is almost no difference between the experiment and design model for unreinforced panels (Series A) in terms of load-carrying capacity. For reinforced panels, somewhat greater difference in load-carrying capacity can be explained by the fact that bending strength f_m of CLT panels increases due to the presence of GFRP bars in tension zone. Reinforcement prevents the opening of cracks, limits local damages, and overcomes wood defects, which allows timber elements to perform better and withstand higher loads. In order to take this reinforcement effect into account, design model needs to be modified and calibrated with the analysis of experimentally measured strains in tension along the height of reinforced CLT cross-section.

Regarding bending stiffness, very good agreement was observed between experimental results and calculated values using the Gamma method with adopted ideal connection between GFRP and CLT. The mean values of bending stiffness determined from experimental testing are lower than theoretical values. These results are expected given the fact that, within the simplified theoretical model, wood is practically considered as a homogeneous isotropic material. The difference in results is lower for reinforced panels as the presence of GFRP reinforcement reduces the variability of characteristics.

5. CONCLUSIONS

It can be concluded that the design model provides a satisfactory prediction that aligns well with the experimental results. This means that the model can be applied in real design situations. However, additional testing of CLT panels with different reinforcement arrangement and percentage is required for the proper calibration of the design model. These tests should complete the calculation process by adopting partial safety factors, so that a safe, reliable, and accurate model can be applied in everyday engineering practice.

REFERENCES

[1] Duan Z, Huang Q, Zhang Q. Life cycle assessment of mass timber construction: A review, Building and Environment, 221, 2022.

[2] Yeboah D, Gkantou M. Investigation of flexural behaviour of structural timber beams strengthened with NSM basalt and glass FRP bars, Structures, 33, 2021, 390-405.

[3] European Committee for Standardization. EN 338: Structural timber - Strength classes, Brussels, Belgium, 2009.

[4] European Committee for Standardization. EN 16351: Timber structures - Cross laminated timber – Requirements, Brussels, Belgium, 2015.

[5] CNR-DT 201/2005 – Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction. Guidelines for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures - Timber structures. Italian National Research Council, Rome, Italy, 2007.

[6] European Committee for Standardization. EN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, Brussels, Belgium, 2004.

[7] Brandner R, Flatscher G, Ringhofer A, Schickhofer G,Thiel A. Cross laminated timber (CLT): overview and development, European Journal of Wood and Wood Products, 74 (3), 2016, 331-351.

[8] Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models – Section 3.5: Timber. JCCS, 2006.

E-6
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026013K

Kristina Kostadinović Vranešević[1], Ulf Winkelmann[2], Rüdiger Höffer[2], Anina Glumac[3]

WIND TUNNEL STUDY OF WIND-INDUCED LOADING ON AN ISOLATED SOLAR PANEL

Summary: Solar panels (SPs) are designed to withstand wind-induced loading, characterised by varying wind speeds and directions, as well as high turbulence. This paper examines force coefficient statistics—mean, standard deviation, 3-s gust and peak values—on an isolated SP model, using data from an experimental campaign conducted in the atmospheric boundary layer wind tunnel at Ruhr University Bochum. A geometric scale of 1:30 was adopted for the SP model, tested across two terrain roughness profiles, three wind speeds, and various approaching wind directions, at a fixed tilt angle of 30°. Findings indicate that wind profiles with lower turbulence intensity produce lower force coefficients across all wind directions, whereas variations in wind speed show no significant effect. The collected dataset is intended to support the validation of future computational fluid dynamics (CFD) studies.

Keywords: wind loading, wind tunnel testing, solar panel, force coefficient statistics, peak force coefficient

ISPITIVANJE OPTEREĆENJA IZAZVANOG VETROM NA IZOLOVANOM SOLARNOM PANELU U AEROTUNELU

Rezime: Solarni paneli (SP) su projektovani da izdrže opterećenje izazvano vetrom, koje karakterišu različite brzine i pravci vetra, kao i visoka turbulencija. Ovaj rad ispituje statistike koeficijenta sile—srednju vrednost, standardnu devijaciju, 3-sekundni udar i vršne vrednosti—na izolovanom modelu SP, koristeći podatke iz eksperimentalne kampanje sprovedene u aerotunelu atmosferskog graničnog sloja na Univerzitetu Rur u Bohumu. Za model SP je usvojena geometrijska razmera 1:30, testiran pri dva profila hrapavosti terena, tri brzine vetra i pri različitim pravcima vetra, uz fiksni ugao nagiba od 30°. Rezultati pokazuju da profili vetra sa nižom turbulencijom proizvode niže koeficijente sile u svim pravcima vetra, dok varijacije brzine vetra ne pokazuju značajniji efekat. Prikupljena baza podataka namenjena je kao podrška validaciji budućih studija računarske dinamike fluida (CFD).

Ključne reči: opterećenje vetrom, testiranje u aerotunelu, solarni panel, statistike koeficijenta sile, vršni koeficijent sile

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, kkostadinovic@grf.bg.ac.rs
[2] Ruhr University Bochum, Faculty of Civil and Environmental Engineering
[3] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering

1. INTRODUCTION

The rapid expansion of solar energy highlights the need to understand how environmental factors, especially wind, affect solar panels (SPs). Wind-induced aerodynamic loading poses serious structural risks, particularly in coastal areas where high wind speeds are common. Resulting damage leads to costly repairs and disrupts power production, underscoring the need for improved assessment of wind loads on SPs.

Experimental wind tunnel studies on isolated SP configurations have provided fundamental insight into these loads, free from the array interference effects present in multi-panel installations. Aly and Bitsuamlak [1] established key recommendations on model and wind-profile scaling, showing that smaller geometric scales are prone to significant load errors from ground effects, and that lower incident turbulence increases mean loading while reducing peak values. Stathopoulos et al. [2] further examined the role of tilt angle and wind direction on a row of panels treated as a single unit, identifying oblique wind directions as most critical. The influence of tilt angle over a full range was subsequently explored by Chou et al. [3] and Chung et al. [4] under low-turbulence, uniform-flow conditions representative of offshore exposure, showing that uplift forces stabilise beyond a tilt angle of 60°. More recently, Estephan et al. [5] combined experimental and numerical approaches to predict peak wind loads, following the gust and peak factor definitions established for wind-sensitive structures [6], and showed that code-based coefficients (e.g., ASCE 7-16) are not always conservative for roof-mounted SPs.

Despite this progress, two aspects remain insufficiently addressed. First, while the sensitivity of wind loading to incident turbulence and terrain roughness has been noted, systematic comparisons across distinct wind profiles remain limited. Second, the influence of Reynolds number—often acknowledged but rarely quantified—has received limited attention, particularly regarding its effect on the higher-order statistics of the aerodynamic force coefficients, as opposed to mean values alone. Where Reynolds number sensitivity has been examined for isolated SPs, it has typically been limited to a single tilt angle and wind direction [7], leaving its interaction with terrain roughness and multi-directional loading unexplored.

This paper addresses these gaps through a wind tunnel investigation of an isolated SP model under two distinct incident wind profiles, with the RAU8 profile further tested at three rotational wind speeds to isolate Reynolds number effects. Force coefficients are analysed in terms of their mean, standard deviation, 3-s gust, and peak values, providing a more complete statistical picture of the wind loading response than mean-value comparisons alone. The study forms part of the experimental campaign carried out at the atmospheric boundary layer (ABL) wind tunnel of Ruhr University Bochum, Germany, under a Short-Term Scientific Mission (STSM) of the MODENERLADS COST Action CA20109.

The paper is organised as follows. Section 2 describes the experimental setup, including the SP model, wind tunnel setup and wind profiles. Section 3 presents the methodology for evaluating pressure and force coefficients and related statistics. Resulting wind loading under varying Reynolds numbers and wind profiles is shown in Section 4. Section 5 concludes with a summary of findings and their implications for wind load assessment of isolated SPs.

2. EXPERIMENTAL SETUP

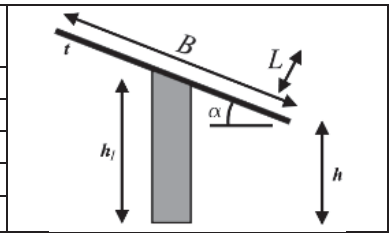
The experimental campaign was conducted in the ABL wind tunnel at Ruhr University Bochum, Germany, as part of the STSM within the MODENERLADS COST Action CA20109. The campaign included tests on both an isolated SP and a panel array; however, this paper presents results for the isolated SP only. This section outlines the experimental setup, providing details of the SP model (Subsection 2.1), the wind tunnel setup (Subsection 2.2), and the characteristics of the incident wind profiles (Subsection 2.3).

2.1. MODEL OF THE SOLAR PANEL

The SP geometry is adapted from Aly and Bitsuamlak [1], using a geometric scale of 1:30 for the panel model and 1:300 for the incident boundary layer profile, a configuration previously shown to yield reliable pressure distributions [1]. Geometric characteristics of the model are provided in Table 1 in both full-scale and model-scale, with graphical representation in Figure 1. The model was fabricated via 3D printing and equipped with 48 pressure taps (25 on the front face and 23 on the rear); the distribution pattern is given in Figure 1(a). The assumption of a rigid model is adopted, as the investigation isolates wind-induced surface pressures on the SP rather than structural aeroelasticity. The 3D-printed model was designed with sufficient thickness and structural rigidity to prevent wind-induced deflections.

Table 1: Dimensions of the SP in full and model scale

	Full-scale 1:1	**Model scale 1:30**
B [mm]	1 500	50
L [mm]	10 000	333
h_1 [mm]	1 200	40
t [mm]	150	5
α [°]	20°, 30°, 40°	20°, 30°, 40°



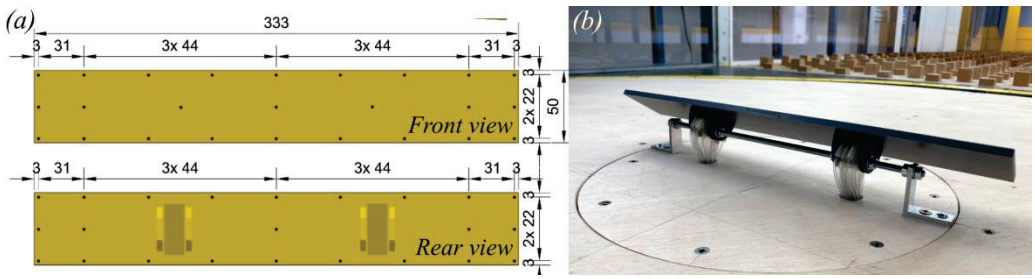


Figure 1: SP model: (a) Location of pressure taps on the front and rear faces; (b)Model mounted in the ABL wind tunnel at Ruhr University, Bochum, Germany

2.2. WIND TUNNEL SETUP

The open circuit wind tunnel, with test section dimensions of 9.3 × 1.8 × 1.6 m (length-width-height), was used in the experimental campaign. The incident wind profile (i.e., the profile at the middle of the turning table in the domain without the SP model) was developed by applying the traditional spire-roughness technique. Two setups of turbulence elements in the precursor domain were considered:

- **RAU6:** Test section without roughness field (only barrier+spires as shown in Fig.2(a)), aiming to mimic wind profile for terrain Category 0 by Eurocode [8]: open sea/coastal areas and
- **RAU8:** Fully equipped wind tunnel (barrier+spires+roughness field as shown in Fig.2(b)), representing Category II (low vegetation with isolated obstacles).

Velocity measurements of the incident wind profile at seven heights were performed using a hot-wire probe, providing the streamwise and vertical components of the velocity vector (a zoomed-in view of the hot-wires is given in Fig. 2(d)). Three rotational speeds at the inlet were considered for RAU8: 625 rot/min, 1000 rot/min and 1400 rot/min, resulting in mean velocities at 10 m height in full scale (U_{10}) of 12 m/s, 19 m/s and 26 m/s, respectively. RAU6 was tested only at 1000 rot/min, serving as a single-speed terrain-category comparison case rather than as part of the Reynolds number sensitivity study, which applies to RAU8 only.

Pressure data were collected at the upper and lower surfaces of the SP model (Fig. 1(a)) using piezoresistive pressure sensors; the apparatus is shown in Fig. 2(c). Nine approach wind

directions (β) were analysed: 0°, 30°, 45°, 60°, 90°, 120°, 135°, 150°, and 180°. The sampling frequency for both velocity and pressure measurements was 1000 Hz and the sampling time was equal to 10 hours in the equivalent full scale (EFS).

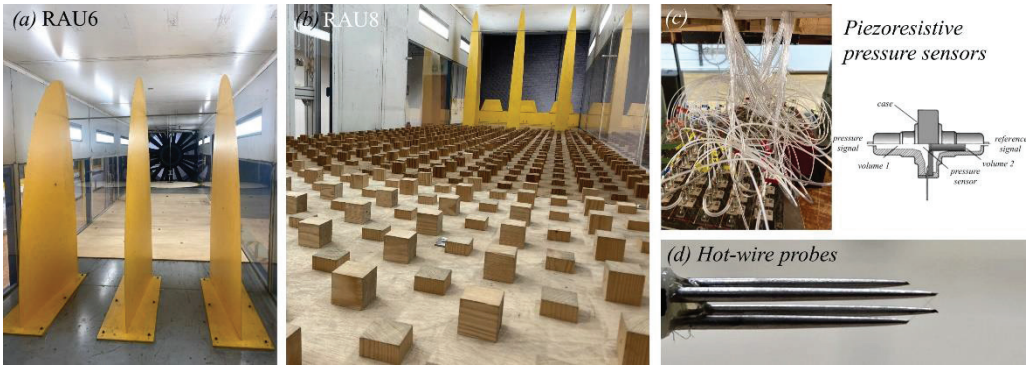


Figure 2:(a) Configuration RAU6 in ABL wind tunnel at Ruhr University Bochum; (b) Configuration RAU8 in ABL wind tunnel at Ruhr University Bochum; (c) Apparatus for pressure measurements; (d) Hot-wire probe for velocity measurements

2.3. INCIDENT WIND PROFILE

Figure 3 shows the resulting incident wind profiles, presenting mean speed normalised with the velocity at model height (U_{ref}) and turbulence intensity. While Fig. 3(a) provides a comparison of the measured data for RAU6 and RAU8 with target Eurocode profiles [8], Fig. 3(b) analyses the impact of different rotational speeds in the RAU8 configuration.

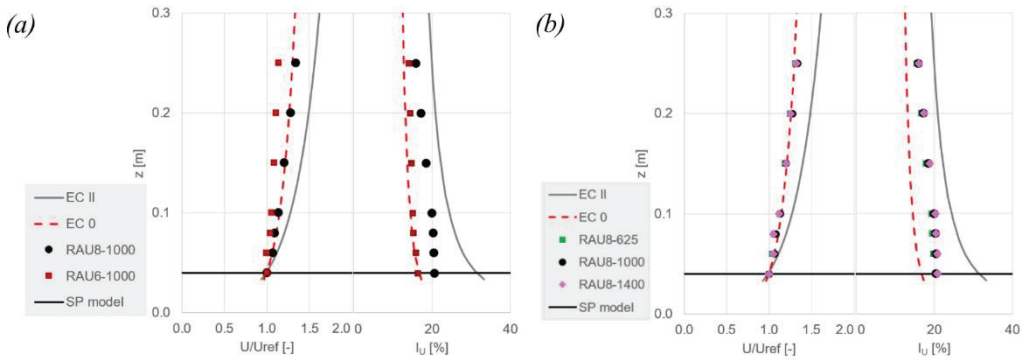


Figure 3: Incident wind profiles of normalise mean wind velocity (U/U_{ref}) and turbulence intensity (I_U) at the centre of the turning table from wind tunnel, compared with target profiles for Eurocode terrain Categories 0 and II: (a) RAU6 vs. RAU8 at rotational speed of 1000 rot/min and (b) RAU8 at three rotational speeds, 625 rot/min, 1000 rot/min and 1400 rot/min

Considering mean velocity profiles, good agreement between the measured profiles of mean wind speed and terrain Category 0 by Eurocode [8] is achieved. However, a clear difference in the velocity gradient between the RAU6 and RAU8 profiles is evident, with a steeper gradient in the RAU6 configuration due to the absence of the roughness field. Mean velocity profiles show no sensitivity to different rotational speeds in the RAU8 configuration, confirming Reynolds independence for this setup. Regarding turbulence intensity, results for the RAU6 configuration align closely with those for terrain Category 0 by Eurocode [8], while results for the RAU8 configuration fall between Categories 0 and II. Again, results are consistent across the different rotational speeds. Overall, RAU6 can be considered a good representative of

terrain Category 0, while the RAU8 configuration falls between Categories 0 and II by Eurocode [8] for the adopted geometric scale of 1:30.

3. METHODOLOGY

In order to examine wind loading on the SP model, pressure and force coefficients with related statistics are calculated. Two pressure coefficients are defined: the pressure coefficient at the measurement point, C_p, calculated by Eq. (1), and the net pressure coefficient, $C_{p,net}$, given by the difference between the pressure coefficients on the upper and lower sides of the SP (Eq. (2)). The force coefficient C_f for the entire SP is obtained by integrating the net coefficients over the surface, as shown in Eq. (3). Figure 4 shows the pattern of the associated areas overlapped with the distribution of the mean pressure coefficient on the upper and lower surfaces of the SP model for configuration RAU8, at a rotational speed of 1000 rot/min and a tilt angle of 30°.

$$C_p = \frac{p(t)}{\frac{1}{2\rho U^2}} \tag{1}$$

$$C_{p,net}(t) = C_{p,upper}(t) - C_{p,lower}(t) \tag{2}$$

$$C_f(t) = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_{p,net,i}(t) A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i} \tag{3}$$

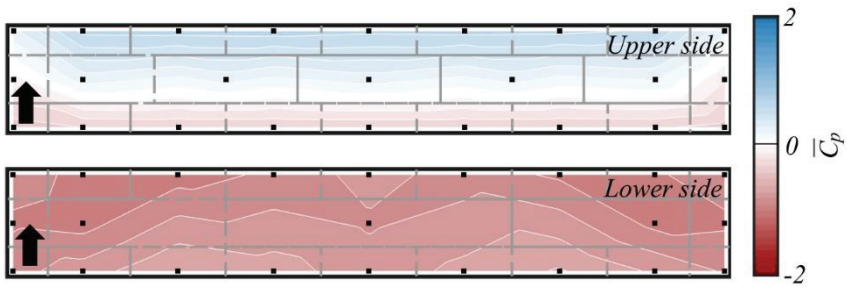


Figure 4: Surface distribution of mean pressure coefficient for RAU8 configuration at rotational speed of 1000 rot/min and tilt angle of 30º with the pattern of associated areas (A_i) for force coefficient calculations

The related statistics consist of the mean and standard deviation of the pressure and force coefficients, as well as peak values. For evaluating peaks, a time window of 10 minutes in EFS is taken as the representative event duration, and two approaches are analysed:

- 3-s gust value: following [1], the 3-s peak values of loads may be obtained from Eqs. (1)-(3) by replacing U with U_3, the 3-s mean wind speed. By dividing the time history of the force coefficient into a number of windows, each of 3-s duration in full-scale time and containing n samples, a relatively large number of 3-s observed peak values is obtained. The mean value of these peak values provides a robust estimate of the 3-s peak value.

- Traditional "epochal" approach, described in [6]: a Gumbel distribution is applied to the series of peak values, each collected as the maximal coefficient value within the analysed time window representing one epoch. 15 epochs are taken to form the distribution, and values with a probability of non-exceedance of 80% are reported.

Both approaches are applied consistently across all tested configurations.

4. RESULTS

Data analysis is streamlined in two directions. The first is a comparison of the force coefficients across the two configurations, RAU6 and RAU8, presented in Subsection 4.1, with the goal of isolating the influence of terrain roughness on wind loading. The second direction of the analysis is aimed at quantifying the influence of Reynolds number by comparing results from different rotational speeds in the RAU8 configuration, given in Subsection 4.2. All results are presented in terms of the force coefficient statistics reported in Section 3. Since the total pressure signal duration of 10 h in EFS provides a solid basis for the uncertainty quantification of peak values, the uncertainty range at a 95% confidence level is reported.

4.1. TERRAIN CATEGORIES 0 AND II

Results for the two configurations, RAU6 and RAU8, at a rotational speed of 1000 rot/min and a tilt angle of 30°, are presented in Fig. 5. It can be noticed that, for all approaching wind angles, mean values of the force coefficient are almost equal. However, differences emerge in the higher-order statistics. The standard deviation of C_f is higher for RAU8 than for RAU6, consistently across wind directions. This is attributed to the higher turbulence intensity in the RAU8 configuration, which produces a higher level of oscillation in C_f compared to the smoother incident wind profile in RAU6. This effect carries over to the peak values as well: the range between the maximum and minimum peak values is larger for RAU8, and the individual extreme values are also higher than those obtained for RAU6. The uncertainty range is likewise slightly larger for RAU8.

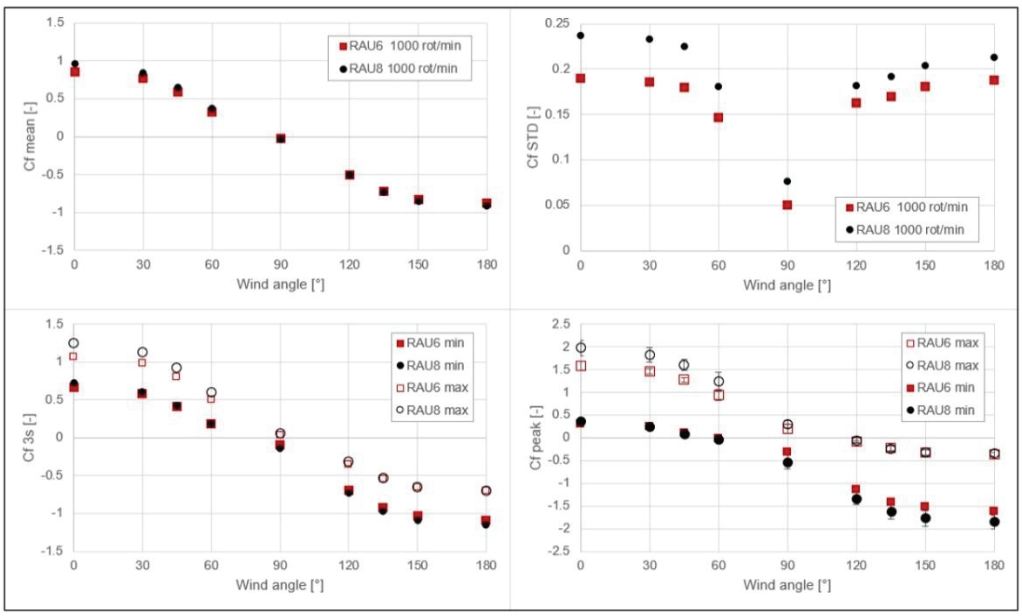


Figure 5: Influence of terrain roughness on force coefficient statistics (mean, standard deviation, 3-s gust and peak values) for isolated SP at tilt angle of 30°, rotational speed of 1000 rot/min, for two configurations: RAU6 and RAU8

Considering that the Eurocode [8] wind loading guidelines are formulated with respect to terrain Category II, and that RAU8 is the configuration more representative of this category, RAU8 produces higher force coefficient statistics (mean, standard deviation, gust and peak values) than RAU6. This suggests that applying Eurocode Category II-based provisions to open-terrain and coastal sites—conditions more favourable for solar farm siting and represented

here by RAU6—is conservative, since the predicted loads remain on the safe side relative to the lower loads expected under such terrain conditions.

4.2. IMPACT OF REYNOLDS NUMBER ON FORCE COEFFICIENT STATISTICS

The influence of Reynolds number on the force coefficient statistics is examined by comparing results from the three rotational speeds tested in the RAU8 configuration — 625, 1000 and 1400 rot/min — as presented in Fig. 6.

Mean values of C_f are slightly lower at 625 rot/min for wind angles of 0° and 30°, while for all other wind directions the mean values obtained at the three rotational speeds are in close agreement. A similar trend is observed for the standard deviation of C_f, where results across the three speeds are largely consistent, with only minor deviations at the lowest rotational speed.

A more noticeable difference emerges in the maximum peak values, particularly for wind directions between 0° and 60°, where results for 1000 and 1400 rot/min match closely, while values for 625 rot/min are slightly lower. However, even in this range, the largest observed difference remains below 10%.

Overall, these results indicate that reducing the rotational speed—and consequently the Reynolds number—has some effect on the force coefficient statistics, but this effect remains within an acceptable range. This finding is particularly relevant for numerical simulations, where matching Reynolds numbers is often impractical and down-scaled velocities are commonly adopted instead.

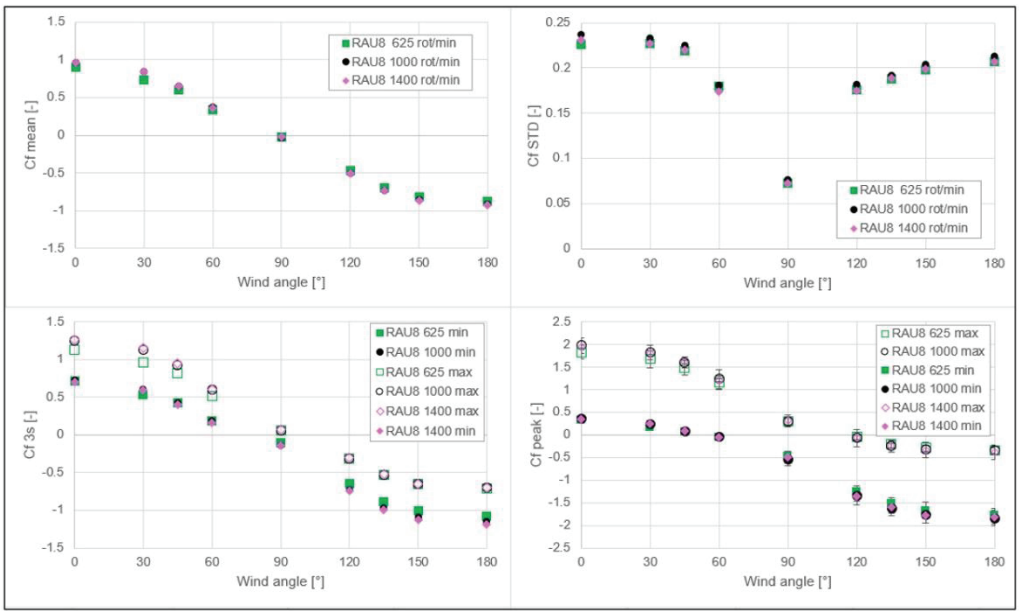


Figure 6: Influence of Reynolds number on force coefficient statistics (mean, standard deviation, 3-s gust and peak values) for isolated SP at tilt angle of 30°, RAU8 configuration, at three rotational speeds: 625, 1000 and 1400 rot/min

5. CONCLUSIONS

This paper presented an experimental investigation of wind-induced loading on an isolated solar panel model, tested in the ABL wind tunnel at Ruhr University Bochum under two incident wind profiles (RAU6 and RAU8) and three rotational wind speeds. Force coefficient

statistics—mean, standard deviation, 3-s gust and peak values—were analysed to assess the effects of terrain roughness and Reynolds number on wind loading.

The main conclusions can be summarised as follows:

- A wind profile with lower turbulence intensity (RAU6) produces lower force coefficients on the solar panel across all wind directions compared to a profile with higher turbulence intensity (RAU8). Since RAU8 is the configuration closer to Eurocode terrain Category II, this implies that applying Eurocode provisions for Category II to open-terrain and coastal sites remains on the safe side.

- Peak force coefficients on the solar panel model are not significantly affected by changes in rotational wind speed, and consequently by Reynolds number, with observed differences remaining below 10%. This suggests that wind speed can be reduced in numerical simulations without a major impact on the accuracy of the results.

Future work will focus on further processing of the collected data, including the analysis of tilt-angle effects and panel position within an array. Additionally, the measured coefficients will be benchmarked against relevant code provisions to assess their applicability to solar panel design guidelines.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was enabled by the networking and collaboration fostered through COST Action CA20109 MODENERLANDS, funded by the European Cooperation in Science and Technology (COST).

REFERENCES

[1] Aly A. M., Bitsuamlak G. Aerodynamics of ground-mounted solar panels: Test model scale effects, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 123, 2013, 250-260.

[2] Stathopoulos T., Zisis I., Xypnitou E. Local and overall wind pressure and force coefficients for solar panels, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 125, 2014, 195-206.

[3] Chou C.-C., Chung P.-H., Yang R.-Y. Wind Loads on a Solar Panel at High Tilt Angles, Applied Sciences, 9, 2019, 1594.

[4] Chung P.-H., Chou C.-C., Yang R.-Y., Chung C.-Y. Wind Loads on a PV Array, Applied Sciences, 9, 2019, 2466.

[5] Estephan J., Gan Chowdhury A., Irwin P. A new experimental-numerical approach to estimate peak wind loads on roof-mounted photovoltaic systems by incorporating inflow turbulence and dynamic effects, Engineering Structures, 252, 2022, 113739.

[6] Simiu E., Yeo D. Wind effects on structures: modern structural design for wind, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, 2019.

[7] Yemenici O. Experimental evaluation of wind loads on a ground-mounted solar panel of various ground clearances and Reynolds numbers, Sådhanå, 46, 2021, 204.

[8] EN1991-1-4, Eurocode 1: Actions on Structures-Part 1-4: General Actions-Wind Actions, The European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2005.

E-7
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026051S

Petar Subotić[1], Mladen Muhadinović[2], Biljana Šćepanović[2], Duško Lučić[2]

TORSION AND WARPING CONSTANT FOR STEEL I BEAMS WITH BATTEN PLATES

Summary: A reliable calculation method for torsion constant (I_T) and warping constant (I_w) of I section with batten plates is presented. As welding of the batten plates transforms the cross section from an open to a two-cell closed one, the associated torsion theory becomes rather complex. St. Venant torsion theory of thin-walled closed sections is extended to multi-cell sections and an expression for I_T is derived. In a similar manner, Vlasov non-uniform torsion theory was used for deriving an expression for I_w. Special consideration was paid to the behavior and shear flow of the web and the influence of the fillet between the flange and the web on the torsional properties. The validity of the made assumptions and the derived expressions was verified using the finite element method. Set of tabulated values of I_T and I_w for all IPE sections with different batten plates thicknesses is provided.

Keywords: torsion constant, warping constant, I section with batten plates

TORZIONI MOMENT INERCIJE I KONSTANTA KRIVLJENJA ZA ČELIČNE I GREDE SA VEZNIM LIMOVIMA

Rezime: Predstavljen je pouzdan metod proračuna torzionog momenta inercije (I_T) i konstante krivljenja (I_w) za I preseke se veznim limovima. Kako se zavarivanjem veznih limova poprečni presek transformiše iz otvorenog u zatvoreni presek sa dve ćelije, prateća teorija torzije postaje prilično složena. Sen-Venanova teorija torzije tankozidnih zatvorenih preseka proširena je na višećelijske preseke i izveden je izraz za I_T. Na sličan način, primenjena je teorija ograničene torzije prema Vlasovu za dobijanje izraza za I_w. Posebna pažnja je posvećenja toku smicinja i uticaju unutrašnjeg rebra kao i uticaju zaobljenja između nožica i rebra na torziona svojstva. Validnost usvojenih pretpostavki i izvedenih izraza verifikovana je primenom metode konačnih elemenata. Priložen je i skup tabelarno prikazanih vrednosti za I_T i I_w za sve IPE profile sa različitim debljinama veznih limova

Ključne reči: torzioni moment inercije, konstanta krivljenja, I presjek sa veznim limovima

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro, suboticpetar94@gmail.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Podgorica, Montenegro

1. INTRODUCTION

One recent method for increasing lateral torsional buckling (LTB) resistance of steel I beams is the use of batten plates. Batten plates of appropriate width and thickness are welded to the flanges of I beams thus forming a set of closed cross section beam segments.

Although, recent research [1], [2], [3] shows promising results in the use of batten plates as a way of mitigating the negative effects of LTB there is still a long way to go before they can be reliably and easily used in practice.

From an analytical point of view the stated problem is rather complex and coupled with difficulties. Batten plates not only reinforce the I beam and increase its stiffness but also fundamentally change its behavior. In closed cross section segments and their vicinity warping torsion theory for open cross sections can no longer be used thus warping torsion theory for closed cross section must be applied. Furthermore, the presence of batten plates changes the typology of a cross section, from an open one to a closed two-cell one.

Typology change of the cross section further complicates the problem, especially in the context of torsion theory. Basic section properties like St. Venant torsion constant I_T and warping constant I_w become rather difficult to obtain.

The aim of this paper is to try to overcome the outlined problem and to derive an analytical solution for I_T and I_w for beams with batten plates.

First the problem of St. Venant torsion of multi-cell cross sections will be explored. Governing differential equations will be presented and an analytical solution for I_T will be derived. In the second part of the paper similar approach will be used for determining the warping constant I_w. The validity of the made assumptions and derived expressions is verified using the finite element method (using both ANSYS and IDEA StatiCA software). Set of tabulated values of I_T and I_w for all IPE sections with different batten plates thicknesses are provided.

Special consideration is paid to the behavior and shear flow of the web and on the influence of the fillet between the flange and the web on torsion properties.

2. ST. VENANT TORSION THEORY FOR A TWO-CELL THIN-WALLED CLOSED CROSS SECTION

Using the equilibrium condition along the x axis in a two-cell closed cross section, the following equation can be written:

$$T_1 - T_2 - T_{12} = 0 \rightarrow T_{12} = T_1 - T_2 \tag{1}$$

where,
T_1 – is the shear flow in cell 1,
T_2 – is the shear flow in cell 2.

Equation (1) states that the shear flow in the common wall between the cells is equal to the difference between adjoining cells shear flow. This statement enables the decomposition of the two-cell cross section into individual ones as shown in Figure 1.

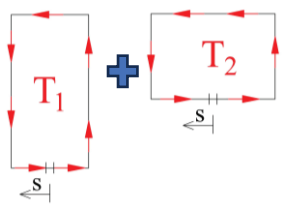


Figure 1: Decomposition of the two-cell closed cross section

Torque in each cell can be calculated using the first Bredt formula:

$$M_{T1} = 2T_1A_{m1} \text{ and } M_{T2} = 2T_2A_{m2} \tag{2}$$

where

$A_{m,i}$ – is the area of the cross section enclosed by the skeleton line.

The only unknowns are shear flows T_1 and T_2. If they are known, torsion constant I_T can be calculated.

Shear flows T_1 and T_2 can be determined using compatibility conditions. The twists of cells 1 and 2 must be equal to the twist of the entire cross section.

Introducing ψ_1 and ψ_2 as torsion functions ($\psi_i = \frac{T_i}{G\frac{d\varphi_i}{dx}}$), a linear two by two system of equations (3) is obtained, from which torsion functions ψ_1 and ψ_2 can be calculated

$$\left.\begin{aligned} &\psi_1 \oint_1 \frac{1}{t(s)}\, ds - \psi_2 \oint_1^2 \frac{1}{t(s)}\, ds = 2A_{m,1} \\ &\psi_2 \oint_2 \frac{1}{t(s)}\, ds - \psi_1 \oint_2^1 \frac{1}{t(s)}\, ds = 2A_{m,2} \end{aligned}\right\} \tag{3}$$

Knowing the values for ψ_1 and ψ_2 the torsion constant of a two-cell closed cross section can be calculated using the Equation (4).

$$I_T = \frac{\sum_{i=1}^{n} T_i A_{m,i}}{G\frac{d\varphi}{dx}} = 2\psi_1 A_{m,1} + 2\psi_2 A_{m,2} \tag{4}$$

3. WARPING TORSION THEORY FOR A TWO-CELL THIN-WALLED CLOSED CROSS SECTION

Imagine that in an arbitrary point of a closed cross section a longitudinal cut of the skeleton line is made. Because of that cut a relative axial displacement Δu_1 of the points on the opposite side of the cut appears.

This relative axial displacement i.e warping ($u(s)$) can be determined as the sum of warping of the cross section treated like an open one ($u_o(s)$) and the warping due to shear flow i.e. shear strain γ_{xs} ($u_s(s)$), Eq (5).

$$u(s) = u_o(s) + u_s(s) \tag{5}$$

Axial displacement of the points along the skeleton line of an open cross section is defined by the Equation (6).

$$u_o(s) = -\frac{d\varphi}{dx} \int_0^s r_t ds \tag{6}$$

Relative axial displacement of the points on the opposite side of the cut is:

$$\Delta u_{10} = -\frac{d\varphi}{dx} \oint_s r_t\, ds = -\frac{d\varphi}{dx} A_m \tag{7}$$

Axial displacement of the points along the skeleton line due to Bredt shear is defined by the Equation (8).

$$u_s(s) = \int_0^s \frac{T_s}{G\, t(s)} ds \tag{8}$$

The compatibility condition stating that no relative axial displacement of the points on the opposite side of the cut occurs ($\Delta u_1 = 0$) can be used to determine the unknown shear flow.

$$\Delta u_{11}\, T_s + \Delta u_{10} = 0 \tag{9}$$

By solving the Equation (9), the unknown shear flow is determined, Eq (10).

$$T_s = \frac{d\varphi}{dx}\frac{2A_m G}{\oint_s \frac{ds}{t(s)}} = \frac{d\varphi}{dx}\,\psi\, G \tag{10}$$

with

$$\psi = \frac{2A_m}{\oint_s \frac{ds}{t(s)}}$$

Axial displacement of the points along the skeleton line of the thin-walled closed cross section can now be determined, Eq (11).

$$u(s) = u_o(s) + u_s(s) \rightarrow u(s) = -\frac{d\varphi}{dx}\left(\int_0^s r_t ds - \psi \int_0^s \frac{ds}{t(s)}\right) \tag{11}$$

The term in the brackets actually represents the unit warping i.e. sectorial coordinate of a thin-walled closed cross section, Eq (12).

$$\omega_1 = \omega_0 - \omega_s = \int_0^s r_t ds - \psi \int_0^s \frac{ds}{t(s)} \tag{12}$$

Above-described method could also be used for determining the sectorial coordinate of an *n*-cell cross section.

Thin-walled closed cross section with *n* cells can be regarded as an *n* times statically indeterminate system where the primary unknowns are the shear flows T_{si}. By using compatibility conditions ($\Delta u_i = 0$), a linear system of equations (13) is obtained.

$$\left.\begin{Bmatrix} \oint_1^1 \frac{1}{t(s)} ds & -\oint_1^2 \frac{1}{t(s)} ds & \dots & -\oint_1^n \frac{1}{t(s)} ds \\ -\oint_2^1 \frac{1}{t(s)} ds & \oint_2^1 \frac{1}{t(s)} ds & \dots & -\oint_2^n \frac{1}{t(s)} ds \\ \vdots & \dots & \ddots & \vdots \\ -\oint_n^1 \frac{1}{t(s)} ds & -\oint_n^2 \frac{1}{t(s)} ds & \dots & \oint_n^1 \frac{1}{t(s)} ds \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \psi_1 \\ \psi_2 \\ \vdots \\ \psi_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 2A_{m,1} \\ 2A_{m,2} \\ \vdots \\ 2A_{m,n} \end{Bmatrix} \right\} \tag{13}$$

The solution of this system yields the unknown functions ψ_i for each cell. In the same manner as for the one cell cross section, the sectorial coordinate can be calculated using Equation (14).

$$\omega_1 = \omega_0 - \omega_s = \int_0^s r_t ds - \sum_{i=1}^n \psi_i \int_0^s \frac{ds}{t(s)} \tag{14}$$

In the shared cell walls, for example between cells j and j+1, both corresponding torsion functions should be used.

On the basis of the calculated sectorial coordinate using normalization equations, the principal sectorial coordinate ($\bar{\omega}$) can be determined. Once the principal sectorial coordinate $\bar{\omega}$ is determined, the warping constant of the cross section can be calculated using expression (15).

$$I_w = \int_A \bar{\omega}^2 dA \tag{15}$$

4. TORSIONAL SECTION PROPERTIES OF I SECTION WITH BATTEN PLATES

Using the laid-out procedures in the previous chapters of the paper, a closed form expression for I_T and I_w for I sections with batten plates will now be derived.

4.1. TORSION CONSTANT I_T

The analysed example is shown in Figure 2.

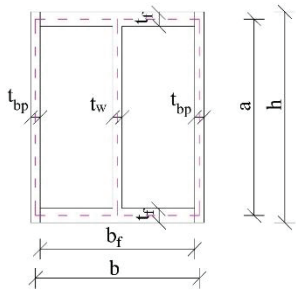


Figure 2: I section with batten plates

Flange thickness is t_f, web thickness is t_w while the batten plates thickness is denoted as t_{bp}. The width of the flanges is b_f and the height of the cross section is h.

Dimensions a and b are defined as follows:

$$b = b_f + t_{bp}$$
$$a = h - t_f \tag{16}$$
$$2A_{m,1} = 2A_{m,2} = ab$$

In order to derive an expression for I_T, at first the system of equations (3) should be solved for the unknown torsion functions ψ_1 and ψ_2.

For a more general solution of this system of equations, the so-called flexibility coefficients δ_{ij} [4] will be introduced:

$$\delta_{11} = \oint_1 \frac{1}{t(s)}\, ds = \frac{b}{t_f} + \frac{a}{t_{bp}} + \frac{a}{t_w}, \qquad \delta_{22} = \oint_2 \frac{1}{t(s)}\, ds = \frac{b}{t_f} + \frac{a}{t_{bp}} + \frac{a}{t_w}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \oint_1^2 \frac{1}{t(s)}\, ds = \frac{a}{t_w} \qquad \text{and} \qquad \delta_{10} = \delta_{20} = 2A_{m,1}$$

If the system of equations (3) is solved for the analysed example, it will result by equal torsion functions ψ_1 and ψ_2:

$$\psi_1 = \psi_2 = \frac{\delta_{10}}{\delta_{11} - \delta_{12}} \tag{17}$$

Substituting Equation (17) into (4), the expression for torsion constant I_T can be determined:

$$I_T = 2\psi_1 A_{m,1} + 2\psi_2 A_{m,2} = 4\psi_1 A_{m,1} = 2\frac{{\delta_{10}}^2}{\delta_{11} - \delta_{12}} \tag{18}$$

If the previously calculated values for flexibility coefficients are replaced in Equation (18), the expression for the torsion constant of a I section with batten plates is finally obtained:

$$I_T = \frac{2(ab)^2}{\frac{b}{t_f} + \frac{a}{t_{bp}}} \tag{19}$$

By inspecting the derived expression for I_T, several important observations can be made. Firstly, due to the symmetry of the cells the torsional functions for cell 1 and 2 are equal. Therefore, the net shear flow in the web is zero. The section behaves like a one-cell closed section with dimensions a and b. Web doesn't contribute at all to the torsional stiffness.

Strictly speaking the web will contribute to the torsion constant by a small amount due to the fact that shear stresses are not constant across the thickness of the cell walls

The modified torsion constant that takes into account the variation of shear stresses across the thickness of the walls, according to [5] is given by Equation (20).

$$I_T{}^* = I_{T,Bredt} + I_{T,open} = \frac{2(ab)^2}{\frac{b}{t_f} + \frac{a}{t_{bp}}} + \frac{1}{3}\oint_s t(s)^3 ds \tag{20}$$

4.2. WARPING CONSTANT I_W

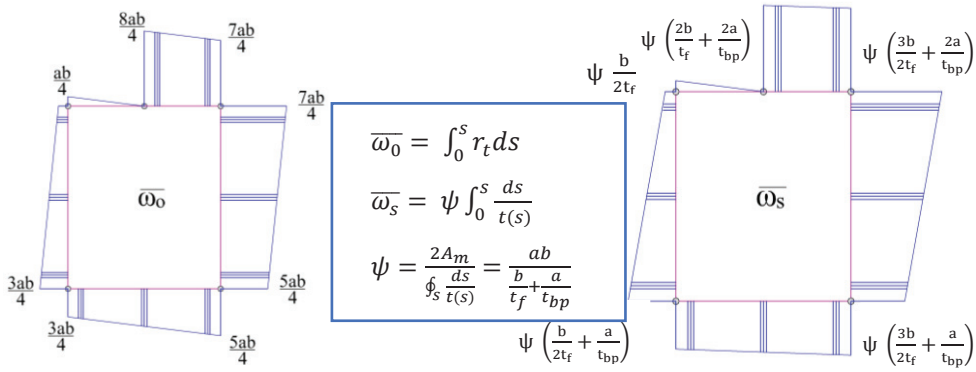
An expression for the warping constant for I section with batten plates is somewhat more difficult to derive. Fortunately, some simplifications can be made. Firstly, as considered section is doubly symmetric, the shear centre (S_c) coincides with the centroid. Furthermore, as the web centreline is in the axis of symmetry, no warping of the web occurs. This enables the simplification of the analysed problem to the derivation of the warping constant for a one-cell closed thin-walled section.

Lastly, no normalization of the sectorial coordinate is necessary as the location of the shear centre is known and that the warping in point *0* must be zero.

The principal sectorial coordinate can be calculated using expression (21).

$$\overline{\omega_1} = \overline{\omega_0} - \overline{\omega_s} = \int_0^s r_t ds - \psi \int_0^s \frac{ds}{t(s)} \tag{21}$$

The warping of the cross section treated as an open one ($\overline{\omega_0}$) and the warping of the cross section due to continuous shear flow $\overline{\omega_s}$ for the analysed example is shown in Figure 3.



$$\overline{\omega_0} = \int_0^s r_t ds$$

$$\overline{\omega_s} = \psi \int_0^s \frac{ds}{t(s)}$$

$$\psi = \frac{2A_m}{\oint_s \frac{ds}{t(s)}} = \frac{ab}{\frac{b}{t_f} + \frac{a}{t_{bp}}}$$

Figure 3: Sectorial coordinate $\overline{\omega_0}$ and $\overline{\omega_s}$

Now, that the $\overline{\omega_0}$ and $\overline{\omega_s}$ have been determined, the principal sectorial coordinate $\overline{\omega_1}$ can be calculated using equation (21). Obtained results are shown in Figure 4. Parameter β is defined as follows.

$$\beta = \frac{\frac{t_f}{t_{bp}} - \frac{b}{a}}{\frac{t_f}{t_{bp}} + \frac{b}{a}} \tag{22}$$

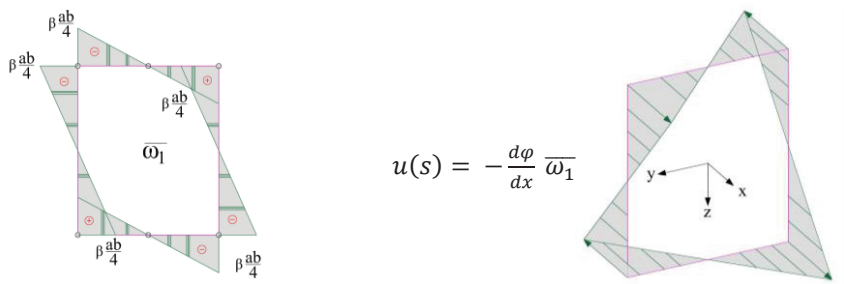


Figure 4: a) Principal sectorial coordinate $\overline{\omega_1}$, b) warping of the contour

Once the principal sectorial coordinate is calculated, the warping constant I_w is easily determined. Using Equation (15) and Vereshchagin's rule for a triangle times triangle diagram, the expression for the warping constant for an I section with batten plates is finally derived.

$$I_w = \frac{1}{24}\,(ab\beta)^2\left(bt_f + at_{bp}\right) \tag{23}$$

Warping is not constant across the thickness of the section walls. Besides contour warping (warping of the points along the skeleton line, Eq (23)), there is also warping of the points across the thickness of the section walls, so called thickness warping.

In the calculation of the warping constant I_w of the section, according to [6], thickness warping could be included by adding it to the contour warping, Eq (24).

$$I_w{}^* = I_{w,c} + I_{w,t} \approx \frac{1}{24}(ab\beta)^2\left(bt_f + at_{bp}\right) + \sum_{i=1}^{n}\frac{t_i{}^3 s_i{}^3}{144} \tag{24}$$

Equation (24) is of an approximate nature because it doesn't resolve the problem of the discontinuity of thickness warping at wall junctions.

5. VERIFICATION OF THE PROPOSED EXPRESSIONS

Proposed expressions for I_T and I_w (equations (20) and (24)) are derived using several simplifications and assumptions. The fillet between the web and the flange of an I section is neglected while the non-uniformity of shear stress across the thickness of the walls and thickness warping are taken into account in a simplified manner.

In this section of the paper these assumptions and consequently their influence on the torsion properties I_T and I_w are investigated using finite element method. According to [7] only by using the finite element method accurate values for I_T and I_w for rolled I sections can be obtained. With this in mind, a 2D model of an I section with batten plates is created in ANSYS and IDEA StatiCA software. In ANSYS software, in order to assess the influence of the fillet and for easier comparation to the proposed expressions, two separate models are created, one with the fillet and one without.

Cross section is discretized by a maximum number of elements allowed by the software thus capturing the effects of thickness warping and non-uniform shear stresses. Typical 2D model and the results of the analysis are shown in Figure 5.

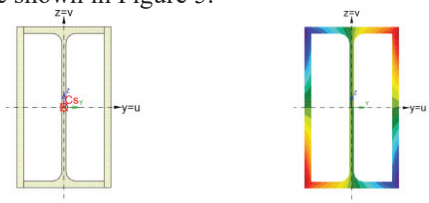


Figure 5: Typical 2D model and the distribution of the sectorial coordinate

Sectorial coordinate is integrated over the entire area of the section (not only along the skeleton line) thus capturing thickness warping and contribution of fillets more precisely.

Second objective of this analysis is to quantify the batten plates influence on torsion properties I_T and I_w. For the test sample all IPE sections are considered. Investigated batten plates thickness are 8 mm and 10 mm.table

Torsional properties I_T and I_w calculated using the proposed expressions (equations (20) and (24), for all analysed cases are shown in Table 1.

The results in Table 1 clearly indicate the positive effect of batten plates on torsional properties I_T and I_w of IPE sections. Torsion constant I_T is increased in the range from 200 times up to nearly 500 times. The effect of batten plates on the warping constant I_w is also pronounced but significantly less than for I_T. As the section height is increased the effectiveness of batten plates diminishes. For very large section heights (IPE 550 and IPE 600) the batten plates appear to have an adverse effect. Although these findings may seem counterintuitive i.e. that the open cross section, for a certain height, warps less than the equivalent closed one, this is indeed the case for a certain a/b ratio.

For a > 3b, $I_{w,closed}$ is larger than $I_{w,open}$. This indicates that very narrow closed cross sections have a larger tendency to warp compared to the equivalent open sections.

Table 1: Torsional properties I_T and I_w for IPE sections with batten plates, determined by Eqs (20) and (24)

Section	Without batten plates		I_T with batten plates (cm^4)		I_w with batten plates (cm^6)		$\frac{I_{T,bp,10}}{I_T}$	$\frac{I_{w,bp,10}}{I_w}$
	I_T (cm^4)	I_w (cm^6)	t_{bp} 8 mm	t_{bp} 10 mm	t_{bp} 8 mm	t_{bp} 10 mm		
IPE 80	0.6727	115.1	168.54	197.94	5.09	31.00	294.2	0.27
IPE 100	1.153	342.1	313.27	367.98	8.70	31.21	319.1	0.09
IPE 120	1.689	872	528.14	621.63	57.49	23.94	368.0	0.03
IPE 140	2.401	1951	825.99	974.43	255.21	61.80	405.8	0.03
IPE 160	3.530	3889	1215.96	1436.7	758.69	245.77	407.02	0.06
IPE 180	4.723	7322	1722.00	2039.4	1948.91	831.23	431.8	0.11
IPE 200	6.846	12746	2346.72	2783.8	4171.61	2089.90	406.6	0.16
IPE 220	8.982	22310	3173.51	3772.1	8614.02	4912.19	419.9	0.22
IPE 240	12.74	36680	4168.29	4961.5	15935.0	9862.16	389.4	0.27
IPE 270	15.71	69469	5958.62	7091.0	32251.8	20973.4	451.3	0.30
IPE 300	19.75	124260	8231.20	9800.7	61837.7	42169.2	496.2	0.34
IPE 330	27.59	196090	10554.4	12616	115055	84752.4	457.2	0.43
IPE 360	37.08	309370	13351.3	16036	210854	166597	432.4	0.54
IPE 400	50.41	482890	17018.4	20521	378962	315203	407.0	0.65
IPE 450	66.05	780970	21931.1	26578	714463	626648	402.4	0.80
IPE 500	88.62	1235400	27668.2	33688	1272000	1163216	380.1	0.94
IPE 550	121.7	1861500	34152.4	41725	2087229	1963310	342.8	1.05
IPE 600	164.6	2814700	41629.3	51048	3374592	3257269	310.1	1.16

Torsional properties I_T and I_w determined using IDEA StatiCA and ANSYS software are shown in Table 2. Only batten plates with the thickness of 10 mm are investigated.

By inspecting the results presented in Table 2, several observations can be made. First of all, the values for I_T obtained using Equation (20) are in good agreement with the values obtained using FEM software. Small differences ranging from 2.4% to 6.8% are due to the influence of the fillet between the flange and the web.

The situation with the warping constant I_w is very different. The discrepancies between the results are rather large, especially for smaller sections. There are two main reasons for such results. The first reason is the parameter β and thickness warping. As β is getting smaller, the thickness warping becomes more pronounced. For very small values of β, thickness warping practically dominates (see.g. section IPE 120). Although thickness warping, in some manner, is included in Equation (24) it can only be considered as an approximation due to unresolved discontinuities at the junctions. Depending on the t_f/t_{bp} ratio, Equation (24) tends to either overpredict or underpredict the influence of thickness warping.The second important factor that effects the value for I_w significantly is the fillet between the flange and the web. The effect of fillet on warping constant is dual in nature. For small section profiles the filet has a positive effect on the warping constant. As the height of the cross section is increased, this positive effect diminishes and becomes adverse.

Table 2: Torsional properties I_T and I_w for IPE sections with batten plates, determined using IDEA StatiCa and ANSYS software

I_T and I_w determined using eq 20 and eq. 24				**I_T and I_w determined using IDEA StatiCA**		**I_T and I_w determined using ANSYS**		$\frac{I_{T,bp,10}}{I_{T,ANSYS}}$	$\frac{I_{w,bp,10}}{I_{w,ANSYS}}$
$I_{T,bp,10}$ (cm^4)	β_{10}	$I_{w,t,bp,10}$ (cm^6	$I_{w,bp,10}$ (cm^6)	$I_{T,bp,10}$ (cm^4)	$I_{w,bp,10}$ (cm^6)	$I_{T,bp,10}$ (cm^4)	$I_{w,bp,10}$ (cm^6)		
197.94	0.1802	6.32	31.00	212.68	18.801	212.48	18.843	0.93	1.65
367.98	-0.0947	12.75	31.21	393.96	15.509	393.93	15.556	0.93	2.01
621.63	-0.0162	22.69	23.94	658.18	28.767	659.04	29.315	0.94	0.82
974.43	0.0505	37.06	61.80	1023.5	126.76	1023.7	127.48	0.95	0.48
1436.78	0.1021	56.82	245.77	1507.1	469.54	1508	472.32	0.95	0.52
2039.48	0.1533	83.26	831.23	2127.1	1314	2129	1322.4	0.96	0.63
2783.85	0.1934	117.46	2089.90	2829.1	2751.4	2909.6	3240.5	0.96	0.64
3772.15	0.2355	162.15	4912.19	3923.3	6862.7	3925	6876	0.96	0.71
4961.58	0.2688	218.34	9862.16	5162.7	13643	5166.3	13666	0.96	0.72
7091.05	0.2926	323.49	20973.4	7348.3	27493	7357.2	27605	0.96	0.76
9800.71	0.3185	466.16	42169.2	10120	52865	10143	53264	0.97	0.79
12616.47	0.3660	647.18	84752.4	12810	98225	13057	105550	0.97	0.80
16036.25	0.4203	896.67	166597	16503	196630	16545	198070	0.97	0.84
20521.43	0.4661	1291.30	315203	21105	368950	21166	371910	0.97	0.85
26578.41	0.5213	1968.27	626648.	27254	711930	27359	719470	0.97	0.87
33688.82	0.5733	2937.12	1163216	34465	1291700	34604	1305600	0.97	0.89
41725.01	0.6128	4289.68	1963310	42658	2168600	42817	2189100	0.97	0.90
51048.13	0.6551	6236.48	3257269	52109	3542400	52309	3575800	0.98	0.91

6. CONCLUSION

In this paper the behavior of I sections with batten plates under St. Venant and warping torsion is investigated. Closed form expressions for torsion constant I_T and I_w are derived. It is shown that the analysis of a two-cell closed cross section (I section and batten plates) can be simplified to a one-cell closed cross section comprised of I section flanges and batten plates. Analytically, the web doesn't contribute neither to the torsion constant I_T nor to the warping constant I_w.

The same problem was investigated using FEM software ANSYS and IDEA StatiCa. Obtained values for I_T and I_w are somewhat different from analytically calculated ones.

The discrepancy between the values for I_T calculated using Equation (20) and the ones obtained from ANSYS are small, ranging from 2.4% to 6.8%. This difference in the results is caused by neglecting the fillet between the web and the flange in the analytical solution. Nevertheless, Equation (20) can be used as a safe and precise enough estimate of the torsion constant for I sections with batten plates in practice.

The discrepancy between the calculated values of I_w and the ones obtained from ANSYS is significantly larger than that for I_T and thus can't be ignored. Thickness warping and fillet between the web and flanges are two main reasons for these observed large discrepancies. These effects are especially pronounced for the cases that have small values of parameter β. If parameter β is less than 0.4 the relative difference between the calculated values for I_w and the ones obtained by ANSYS is larger than 16% and the Equation (24) cannot be considered valid anymore.

The values for I_T and I_w obtained using IDEA StatiCa software are very close to those obtained using ANSYS. This proves that although IDEA StatiCA is a less sophisticated software than ANSYS it could be used for determining the torsion properties of the sections with high accuracy.

Bearing everything said in mind, the torsion constant I_T and warping constant I_w for IPE sections with batten plates given in Table 1 and obtained by ANSYS can be considered as exact values. Therefore, they can be recommended to be used in practice.

Further research needs to be carried out in order to quantify the individual contributions of filet between the web and the flange, common web and thickness warping to the warping constant I_w. On the basis of that analysis, those contributions could be taken into account by modifying the derived analytical expression.

REFERENCES

[1] 1. Weimar C., Händler P., Lange J.: Wölbsteifen und ihr Potenzial zur Versteifung biegedrillknickgefährdeter I-Träger – eine Fallstudie, Stahlbau, Vol 90, Issue 8, 2021

[2] Prado N. et al: Experimental assessment of I-shaped steel beams with longitudinal stiffeners under lateral torsional-buckling, DYNA, vol. 85, no. 207, pp. 278-287, 2018

[3] Subotić P., Lučić D.: Batten plates effectiveness on flexural and lateral – torsional buckling of steel I members, Nordic Steel Construction Conference 2024 (NSCC 2024) Luleå, Sweden. doi 10.5281/zenodo.12529522

[4] Lubarda V.: On the torsion constant of multicell profiles and its maximization with respect to spar position, Thin-Walled Structures, Vol 47, pp.798-806, 2009

[5] Kollbrunner C., Hajdin N.: Dünnwandinge Stäbe, Springer, pp. 1-296, 1972

[6] Gjelsvik A.: The theory of thin walled bars, John Wiley and Sons, pp. 1-248, 1981

[7] Kraus M., Kindmann R.: St. Venants Torsion Constant of Hot Rolled Steel Profiles and Position of the Shear Centre, Nordic steel conference, 2009

E-8
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026035N

Marija Nefovska-Danilović[1], Vitomir Racić[2], Marija Milojević[2], Marko Popović[2], Radovan Cvetković[3], Miroslav Marjanović[2]

MODAL TESTING AND VIBRATION MEASUREMENTS OF A FULL-SCALE CLT FLOOR

Summary: Cross-laminated timber (CLT) floors are increasingly used in long-span buildings as a greener alternative to reinforced concrete, steel and their composites. Despite high stiffness, relatively low mass of CLT makes such floors prone to pedestrian-induced vibrations. While these vibrations do not threaten structural integrity and safety, they often cause vibration serviceability issues. Therefore, vibration serviceability assessment (VSA) regularly governs their structural design. To address a high level of uncertainty pertinent to numerical VSA of CLT floors, in situ vibration measurements of as-built floors are essential. This study presents an experimental investigation of modal properties and pedestrian-induced vibrations of a full-scale CLT floor in an office building in Serbia. The study showed that its vibration behaviour is radically different from what is assumed in leading design guidelines for floor vibrations.

Keywords: cross-laminated timber, pedestrian-induced load, walking, vibration serviceability assessment, human-induced vibration

EKSPERIMENTALNO ODREĐIVANJE DINAMIČKIH KARAKTERISTIKA I ODGOVORA CLT MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE

Rezime: Međuspratne konstrukcije od unakrsno-lameliranog drveta (CLT) sve se češće primenjuju za savladavanje većih raspona kao ekološki prihvatljivija alternativa armiranom betonu, čeliku i njihovim kompozitnim sistemima. Uprkos velikoj krutosti, zbog relativno male mase, CLT međuspratne konstrukcije osetljive su na vibracije izazvane ljudskim aktivnostima. Iako ove vibracije ne ugrožavaju nosivost konstrukcije, često dovode do prekoračenja graničnog stanja upotrebljivosti, koje najčešće predstavlja merodavan kriterijum za dimenzionisanje. U cilju smanjenja nepouzdanosti numeričke procene vibracija, od posebnog značaja su eksperimentalna merenja na izvedenim objektima. U radu su prikazani rezultati eksperimentalnog određivanja modalnih karakteristika i odgovora CLT međuspratne konstrukcije poslovnog objekta u Srbiji, koji pokazuju značajna odstupanja u odnosu na pretpostavke usvojene u važećim smernicama za projektovanje.

Ključne reči: unakrsno-lamelirano drvo, pešačko opterećenje, hodanje, procena graničnog stanja upotrebljivosti u pogledu vibracija, vibracije usled ljudskih aktivnosti

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, marija@grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Belgrade, Serbia
[3] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, Aleksandra Medvedeva 14, 18104 Niš, Serbia

1. INTRODUCTION

Design of long-span and lightweight building floors has increasingly been governed by vibration serviceability criteria, and cross-laminated timber (CLT) floors are no exception [1]. CLT is a lightweight material with a high stiffness-to-mass ratio. This means that stiffness of CLT floors is high enough to span relatively large distances, but due to their low mass they may experience excessive vibrations induced by cyclic human activities such as walking, running or jumping. While these vibrations do not threaten structural integrity and safety, they can cause discomfort for occupants or malfunctions of vibration-sensitive equipment. Therefore, it is very important to assess their vibration performance under human-induced loading at design stage. The assessment of maximum vibration levels of a floor typically requires knowledge about the structural modal properties and walking footfalls, which is commonly regarded as the most relevant load case scenario.

Despite significant advances in numerical modelling techniques, the prediction of vibration response remains affected with considerable uncertainty related to boundary conditions, variability in material properties and presence of non-structural elements [2-5]. Therefore, in situ vibration measurements of as-built floors become a very important aspect in validating and advancing numerical modelling, improving accuracy of vibration serviceability assessment (VSA) and enhancing the reliability of current design frameworks and recommendations.

The experimental testing program presented in this paper was designed to determine in situ the modal properties (natural frequencies, mode shapes and modal damping) and vibration response of a full-scale multi-panel CLT floor under a single pedestrian walking scenario. The tested floor is a part of the annex of the "Kolarević d.o.o." headquarters building in Pojate, Serbia.

2. EXPERIMENTAL TESTING

The floor consists of 10 CLT panels (S1–S10), as shown in Figure 1a. Each panel consists of five 3 cm-thick layers, resulting in a total thickness of 15 cm. A 5 cm thick cement screed covers the entire floor (Figures 1b and 2). Panels S1–S9 are 130 cm wide, while panel S10 is 109 cm wide, resulting in a total floor length of 1279 cm. The floor width varies between 298 cm and 603 cm. The outer layers of all ten panels are oriented in the direction of the floor's shorter span.

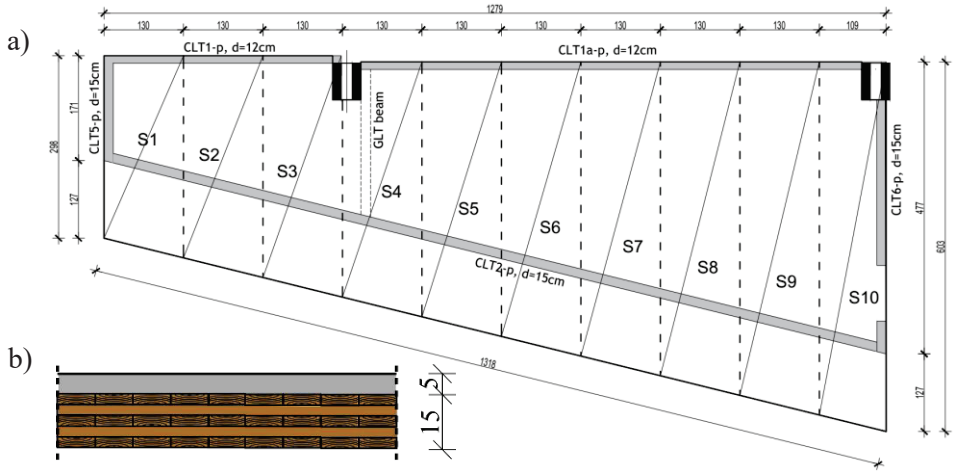


Figure 1: Floor layout (a) with cross-section (b)

The floor is supported by five CLT walls: CLT5-p (15 cm), CLT1-p (12 cm), CLT1a-p (12 cm), CLT2-p (15 cm) and CLT6-p (15 cm), as well as by a GLT beam with cross-section

b/*h*=12/36 cm (Figure 1a). Also, the floor extends outward to form a 127 cm overhang beyond the CLT2-p wall.

Figure 2: Tested full-scale floor

To experimentally determine its modal properties, the floor was excited by gently striking its surface and/or the walls of an adjacent room by three rubber impact hammers, one at a time at different locations (Figure 3a). The resulting vibration response was assumed to originate from ambient vibrations, characterised as a broad-band random noise. The testing grid consisted of 63 measurement points (Figure 4). Acceleration data were recorded using six high-sensitivity SDI 2240-002 accelerometers with a ±2g measurement range, connected to a 24-bit HBM QuantumX MX840A data acquisition system operating at a sampling frequency of 600 Hz. The data were measured in swipes, with four accelerometers roving across the grid while two remained stationary at measurement points 8 and 48 as the reference. The recorded acceleration signals were processed in commercial software ARTeMIS [6] to determine the natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the floor for the first six modes of vibration.

a) b)

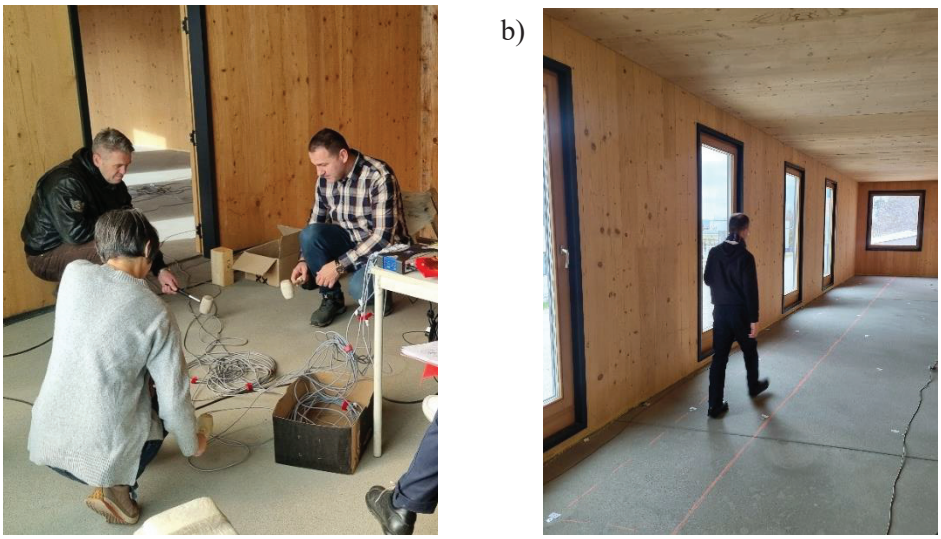


Figure 3: a) Experimental testing of modal properties and b) an example of a walking test)

Walking tests (Figure 3b) proceeded immediately after the modal tests, using the same experimental setup. Four test subjects (TS) were asked to walk alone along three straight walking

paths (WP1-WP3) shown in Figure 4. Their walking frequency was imposed by constant and evenly spaced metronome beats set at either 1.8 Hz or 2 Hz in a single crossing. The resulting accelerations of the floor were measured simultaneously at six points: 8, 21, 30, 36, 46 and 49.

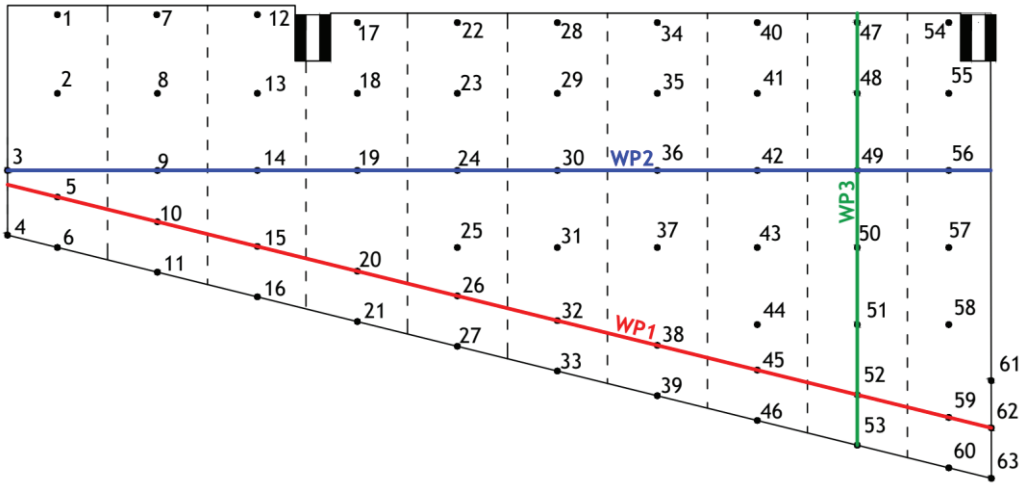


Figure 4: Measurement grid (dots) and three walking paths (lines)

3. RESULTS

Modal properties of the floor are presented in Table 1 and Figure 5. The fundamental natural frequency is below 10 Hz, which classifies the floor as a low-frequency floor (LFF) according to the state-of-the-art design guideline CCIP-016 [7]. Such a floor is supposed to exhibit a steady-state vibration response due to a single pedestrian walking, including the resonance due to the first four harmonics of the walking force. However, the recorded acceleration responses showed that the floor actually behaves as a high-frequency floor (HFF), characterised by transient vibration response due to each footfall. The measured acceleration time histories and the corresponding Fourier amplitude spectra shown in Figure 6 due to TS walking at 1.8 Hz undoubtedly prove the point. There is apparently dominant high-frequency content above 10 Hz, mainly in the range of 15–25 Hz.

The experimentally identified modal damping ratios are significantly higher than the values recommended in the literature [8]. However, given the presence of non-structural elements, partitions and finishes, the measured damping levels can be regarded realistic for the tested floor.

Table 1: Experimentally identified modal properties of the full-scale CLT floor

Mode	Natural frequency (Hz)	Modal damping (%)
1	7.42	7.3
2	9.98	7.8
3	15.10	3.9
4	16.32	3.4
5	19.04	-
6	20.22	-

The highest acceleration response levels were measured when the test subjects walked along WP1 and WP2. Although so called "R factors" (the ratio between the averaged measured RMS acceleration and acceleration threshold to human perception to vibrations [7]) exceeded the permitted limits for office buildings (R_{max} = 8) [9], feedback from the test subjects was that the vibration levels were barely perceptible.

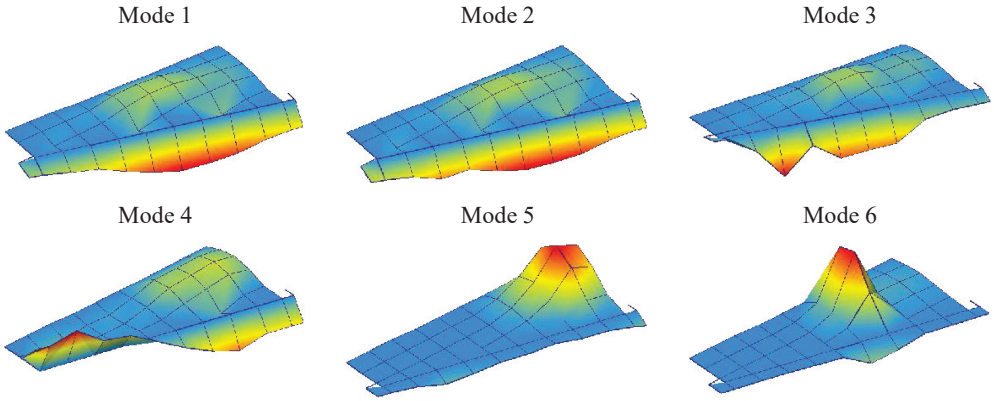


Figure 5: Experimentally identified mode shapes

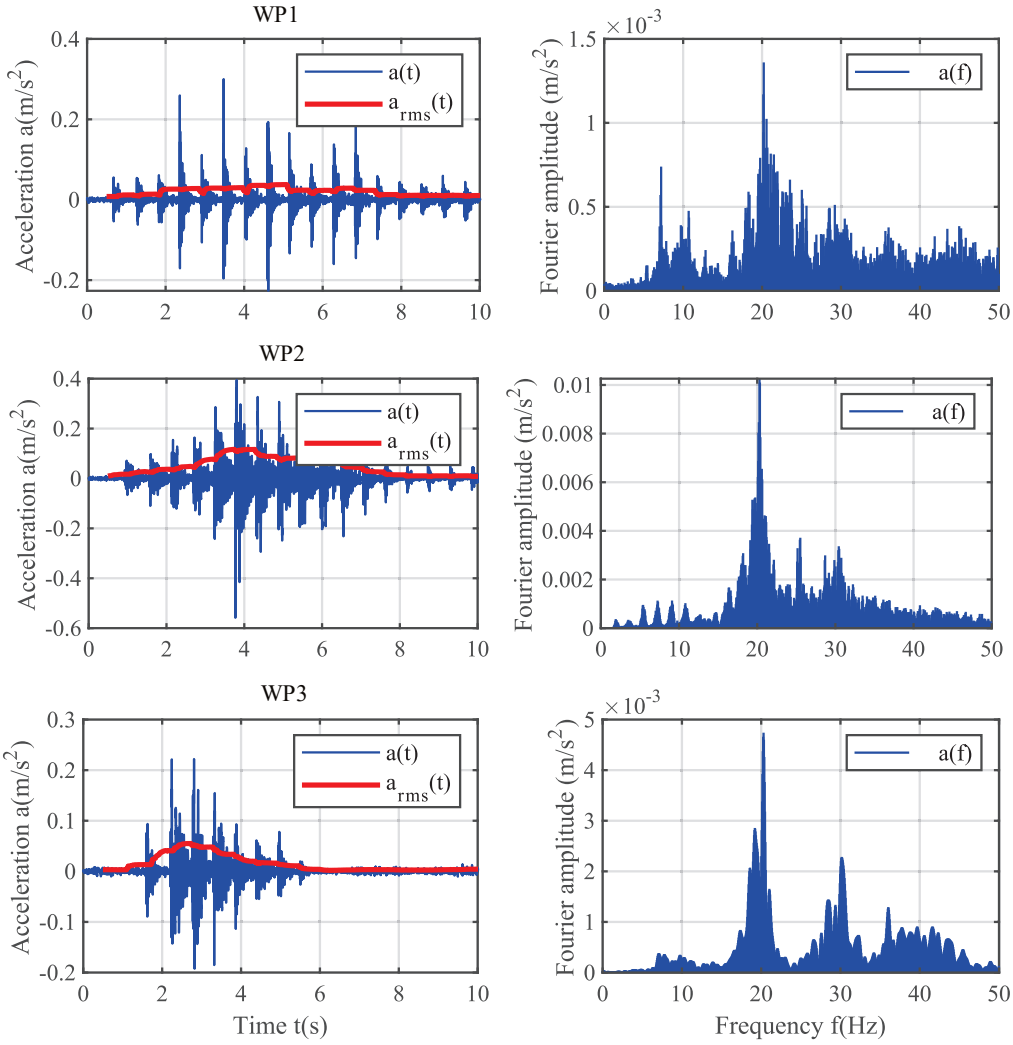


Figure 6: Acceleration time histories (left) and the Fourier amplitude spectra (right) measured at point 30 due to TS walking at 1.8 Hz

4. CONCLUSIONS

The paper presents experimental identification of the modal properties and pedestrian-induced vibration response of a full-scale CLT floor in an office building. Based on its fundamental natural frequency, the floor would be classified as a LFF characterised by steady-state vibration response. However, the measured acceleration responses and their Fourier amplitude spectra showed a fundamentally different transient response typical for HFFs.

The results indicate that classifying a floor solely on the basis of its fundamental natural frequency may yield alarmingly misleading conclusions about the nature of its vibration response when occupied and excited by people walking. Moreover, significant uncertainty still comes from the lack of understanding of how CLT floors actually behave when occupied and dynamically excited by pedestrians. To address this problem, dozens of similar experimental campaigns are needed for developing systematic knowledge about both the dynamic properties of as-built CLT floors and their vibration response under walking loading.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Science Fund of the Republic of Serbia on Grant No. 7677448: Towards Sustainable Buildings: Novel Strategies for the Design of Vibration Resistant Cross-Laminated Timber Floors - Substrate4CLT (2022-2025). The authors also acknowledge the support of the Ministry of Science, Technological Development and Innovation, through the project 200092. The authors express their sincere gratitude to Kolarević d.o.o. company for their invaluable support, cooperation and assistance during the experimental testing.

REFERENCES

[1] Aloisio A et al. Vibration issues in timber structures: A state-of-the-art review, Journal of Building Engineering, 76, 2023, p. 107098.

[2] Milojević M, Racic V, Nefovska-Danilović M. Uncertainty analysis of CLT floor vibrations due to inherent variability in structural properties, Journal of Building Engineering, 113, 2025, p. 113725.

[3] Zhang S, Chui YH. Quantifying the effect of end support restraints on vibration serviceability of mass timber floor systems: Testing, Engineering Structures, 301, 2024, p. 117189.

[4] Salehi M, Ussher E, Aloisio A, Håndlykken R, Tomasi R. Experimental investigations of the effect of furniture on the vibration performance of lightweight timber floors, Journal of Building Engineering, 125, 2026, p. 16034.

[5] Ussher E, Aloisio A, Pasca DP, Hansen SL, Tomasi R. Effect of partition walls on the vibration serviceability of cross-laminated timber floors, Journal of Building Engineering, 95, 2024, p. 110001.

[6] "ARTeMIS Modal Pro," 2022, Structural Vibration Solution, Aalborg, Denmark: 7.2.

[7] Willford MR, Young P. A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures, The Concrete Centre, 2006.

[8] The CLT Handbook, RISE Research Institutes of Sweden, 2019.

[9] ISO10137:2007, Bases for design of structures-Serviceability of buildings and walkways against vibrations, International Organization for Standardization, Brussels, 2007.

E-9
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026087G

Anja Glogovac[1], Milivoje Rogač[2]

INFLUENCE OF LOADING BLOCK BOUNDARY CONDITIONS ON THE RESISTANCE OF I-GIRDERS

Summary: During incremental bridge launching, patch loading is transferred through launching shoes. In this case, rotation of the loading block about the longitudinal axis of the girder is usually restrained. However, in some practical applications, such as crane runway girders subjected to wheel loads, the "loading block" is free to rotate. Therefore, this paper investigates the influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of thin-walled I-girders. The analysis was carried out using a geometrically and materially nonlinear finite element model developed in *Abaqus*. The results show that web thickness, flange thickness and web height, as well as their interaction, have the greatest influence on the ultimate resistance. In addition, the parameter β, defined as the ratio between flange torsional stiffness and web bending stiffness, was evaluated. The results indicate that β cannot be considered a sufficient parameter for describing the influence of loading block boundary conditions.

Keywords: patch loading, boundary conditions, loading block, I-girders

UTICAJ GRANIČNIH USLOVA BLOKA ZA NANOŠENJE OPTEREĆENJA NA NOSIVOST I-NOSAČA

Rezime: Tokom montaže mostova metodom naguravanja lokalno opterećenje (*patch loading*) se prenosi preko *launching shoe* elemenata. Uobičajeno je da je spriječena rotacija bloka za nanošenje opterećenja oko podužne ose nosača. U praksi postoje slučajevi kada rotacija bloka nije spriječena -opterećenje kranske staze točkovima krana. Zbog toga je u radu analiziran uticaj graničnih uslova bloka za nanošenje opterećenja na graničnu nosivost tankozidnih I-nosača. Analiza je sprovedena primjenom geometrijski i materijalno nelinearnog numeričkog modela razvijenog u programskom paketu Abaqus. Rezultati pokazuju da najveći uticaj na graničnu nosivost imaju: debljina rebra, debljina nožice i visina rebra, odnosno njihov odnos. Dodatno je ispitan parametar β, koji predstavlja odnos torzione krutosti nožice i savojne krutosti rebra. Dobijeni rezultati pokazali su da se β ne može smatrati dovoljnim parametrom za opis uticaja graničnih uslova bloka.

Ključne reči: lokalno opterećenje, granični uslovi, blok za unošenje opterećenja, I-nosači

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, anja.g@ucg.ac.me
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro

1. INTRODUCTION

Patch loading induces a complex stress state in the load introduction zone. In thin-walled girders, local web buckling is the dominant failure mode, with deformations concentrated near the load application point.

Patch loading of thin-walled steel I-girders has been extensively investigated experimentally, theoretically and numerically. Previous research has focused on ultimate resistance, failure mechanisms, and the influence of geometric and material parameters; these findings form the basis of the design models in EN 1993-1-5 [1].

Lagerqvist et al. [2,3] investigated the failure mechanism and behaviour of patch-loaded girders in detail. Later studies by Granath [4], Gozzi [5], and researchers from the region [6–8] confirmed the significant influence of girder geometry, geometric imperfections and material properties on ultimate resistance.

During incremental bridge launching, patch loading is transmitted onto bridge girder through launching shoes. Granath [4], Gozzi [5], and Rogač et al. [6,8] showed that the contact conditions between the loading element and the girder flange significantly affect the stress distribution and ultimate resistance. In launching shoe systems, rotation of the loading block about the longitudinal girder axis is usually restrained, whereas this restraint is generally absent under crane wheel loads on crane runway girders. The influence of this rotational restraint on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders has not been sufficiently investigated and is the subject of this paper.

2. NUMERICAL ANALYSIS

The influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders was investigated using the finite element analysis. For the purposes of this study, geometrically and materially nonlinear numerical models were developed in the Abaqus software package [9]. The numerical analysis was carried out in two phases. In the first phase, a linear stability analysis (Eigenvalue Buckling Analysis) was performed. This analysis is based on linear elastic stability theory and was used to determine the characteristic buckling modes of the structure, which were subsequently employed in the second phase to model geometric imperfections, in accordance with the recommendations of Annex C of EN 1993-1-5 [1]. The obtained buckling mode was introduced into the geometry of the nonlinear numerical model intended for nonlinear analysis, with the imperfection amplitude scaled to a value corresponding to 80% of the functional tolerances prescribed by the standard [10].

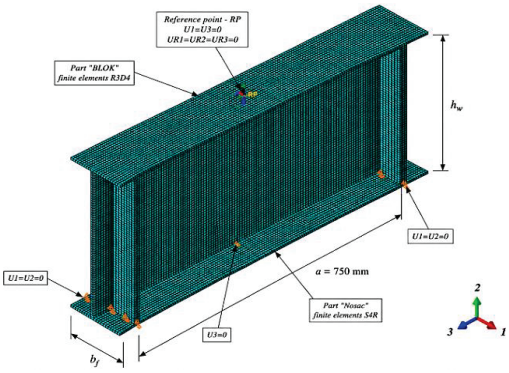
In the second phase, a nonlinear analysis was performed using the Riks method. The Riks method enables simulation of the actual structural response under increasing load. During the analysis, the load is gradually increased while the changes in structural deformation and stiffness are monitored simultaneously. This makes it possible to identify the onset of yielding, the development of local web buckling, and the post-buckling behaviour of the structure.

2.1. NONLINEAR NUMERICAL MODEL – PHASE II

The nonlinear numerical model consists of two parts: the girder and the loading block. The girder was modelled as a deformable body using four-node quadrilateral shell elements with reduced integration (S4R), which represent a standard choice for the analysis of thin-walled steel structures. The loading block was modelled as a rigid body (*Discrete Rigid Body*), enabling straightforward definition of the boundary conditions and load application through the block reference point. Contact between the loading block and the upper flange of the girder was modelled using a surface-to-surface contact formulation. The rigid surface of the block was

defined as the master surface, whereas the flange surface was defined as the slave surface; friction between the contact surfaces was neglected.

In Abaqus, nonlinear material behaviour is defined by inputting true stress and plastic strain values. Therefore, the nominal (engineering) stress and strain values were previously transformed into the corresponding true values using the given expressions [9]. Based on the resulting data, a trilinear material model was established [6], as shown in *Figure 1 (right)*. Particular attention was devoted to modelling the boundary conditions of the loading block, which constitute the subject of this study. Depending on the analysed case, rotation of the block about the longitudinal axis of the girder was either permitted or restrained. The initial configuration of the numerical model is shown in *Figure 1 (left)*, while selected geometric and material properties were varied for the purposes of the parametric analysis. For each analysed model, analyses were performed with free and restrained rotation of the loading block, and the influence of the boundary conditions was assessed by comparing the obtained ultimate resistances.



Limit points of selected steel grades, which define the bilinear plastic region.

Steel grade S	Limit point	σ_{nom} [MPa]	ε_{nom}	σ_{true} [MPa]	ε_{true}	$\varepsilon_{true,pl}$
$S235$	Yield	235		235		0.00000
	Hardening	235	0.01	237.35	0.00995	0.00882
	Ultimate	360	0.1	396	0.09531	0.09342
Basic material model*	Yield	273		273		0.00000
	Hardening	273	0.01	275.73	0.00995	0.00864
	Ultimate	380	0.1	418	0.09531	0.09332
$S355$	Yield	355		355		0.00000
	Hardening	355	0.01	358.55	0.00995	0.00824
	Ultimate	490	0.1	539	0.09531	0.09274
$S450$	Yield	440		440		0.00000
	Hardening	440	0.01	444.4	0.00995	0.00783
	Ultimate	550	0.1	605	0.09531	0.09243

* Corresponds to $S275$

Figure 1: Boundary Conditions of the Nonlinear Numerical Model (Left) and Material Characteristics of All Steel Grades Considered in the Parametric Analysis (Right)

The developed failure mechanism was also analysed for all models. In all cases, the characteristic failure mode associated with patch loading was confirmed (*Figure 2*), characterised by local web buckling and the development of a plastic zone directly beneath the load application area.

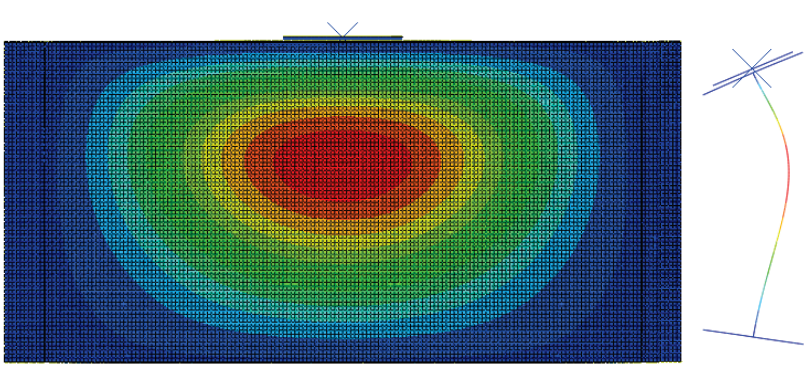


Figure 2: Characteristic Failure Mode for Patch Loading

2.2. PARAMETRIC ANALYSIS

To investigate the influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders, a parametric analysis was performed using the previously described numerical models. The analysis was based on the systematic variation of individual geometric and material parameters, while all other parameters were kept constant. This enabled an assessment of the individual influence of each analysed parameter on the variation in ultimate

resistance. For each analysed model, the ultimate resistance was determined for free ($F_{UR3\neq0}$) and limited ($F_{UR3=0}$) rotation of the loading block. To quantify the influence of the loading block boundary conditions, the factor k was defined as the relative change in ultimate resistance resulting from restrained block rotation. The factor k was determined using *Eq. (1)*:

$$k = \frac{F_{UR3=0} - F_{UR3\neq0}}{F_{UR3=0}} * 100\ (\%) \quad (1)$$

The parametric analysis included variations in web thickness (t_w), flange thickness (t_f), steel grade (S), web depth (h_w), flange width (b_f) and load application length (s_s).

2.2.1. Influence of Web Thickness t_w on Factor k

The significance of web thickness on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders was confirmed in the study by Chacón et al. [11]. The web thickness was varied from 2 mm to 6 mm in increments of 1 mm, while two characteristic flange thicknesses were considered: $t_f = 6$ mm and $t_f = 18$ mm. The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a web depth of $h_w = 400$ mm, a flange width of $b_f = 150$ mm, and steel grade S275. The ultimate resistance values of the models are provided in the *Appendix*, while the change in ultimate resistance resulting from restrained rotation of the loading block is shown in *Figure 3*.

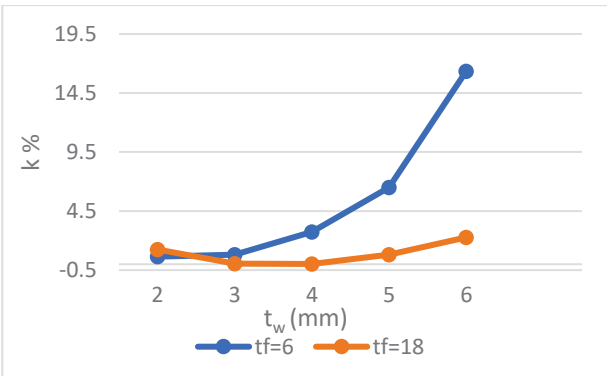


Figure 3: Influence of t_w on k

It can be observed from the diagram that the influence of web thickness on factor k depends on the flange thickness. For girders with a flange thickness of $t_f = 6$ mm, factor k increases with increasing web thickness. For lower web thickness values ($t_w = 2$–3 mm), the difference is almost negligible, whereas for $t_w \geq 4$ mm it becomes more pronounced, reaching 16.34% for $t_w = 6$ mm. In contrast, for girders with a flange thickness of $t_f = 18$ mm, the change in ultimate resistance remains small throughout the analysed range. The obtained results indicate that the greatest difference occurs when the ratio of t_w to t_f approaches 1, suggesting that web thickness cannot be considered as an appropriate governing parameter, but rather as part of an influential parameter.

2.2.2. Influence of Flange Thickness t_f on Factor k

The flange thickness was varied from 6 mm to 18 mm in increments of 2 mm, while two characteristic web thicknesses were considered: $t_w = 2$mm and $t_w = 6$ mm. The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a web depth of $h_w = 400$ mm, a flange width of $b_f = 150$ mm, and steel grade S275. The ultimate

resistance values are provided in the *Appendix*, while the influence of flange thickness on factor k is shown in *Figure 4*.

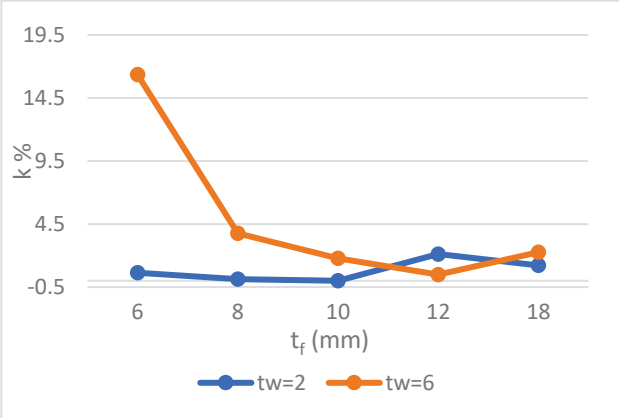


Figure 4: Influence of t_f on k

It can be observed that the influence of flange thickness on factor k depends on the web thickness. For girders with a web thickness of $t_w = 2$ mm, factor k remains low throughout the analysed range of flange thicknesses and shows no pronounced trend. In contrast, for girders with a web thickness of $t_w = 6$ mm, a significant decrease in factor k is observed with increasing flange thickness. The largest difference, 16.34%, was obtained for $t_f = 6$ mm, after which the values decrease sharply. The results indicate that increasing the flange thickness significantly reduces the effect of restrained block rotation in girders with a thicker web, whereas this effect is negligible in girders with a thin web. The above indicates that flange thickness cannot be considered as an appropriate governing parameter, but rather as part of an influential parameter.

2.2.3. Influence of Steel Grade on Factor *k*

Steel grades ranging from S235 to S440 were analysed for two characteristic flange thicknesses ($t_f = 6$ mm and $t_f = 18$ mm), as well as for two characteristic web thicknesses ($t_w = 2$ mm and $t_w = 6$ mm). The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a web depth of $h_w = 400$ mm, and a flange width of $b_f = 150$ mm. The ultimate resistance values are presented in tabular form in the *Appendix*, while the influence of steel grade on factor k is shown in *Figure 5*, on the right and left, respectively.

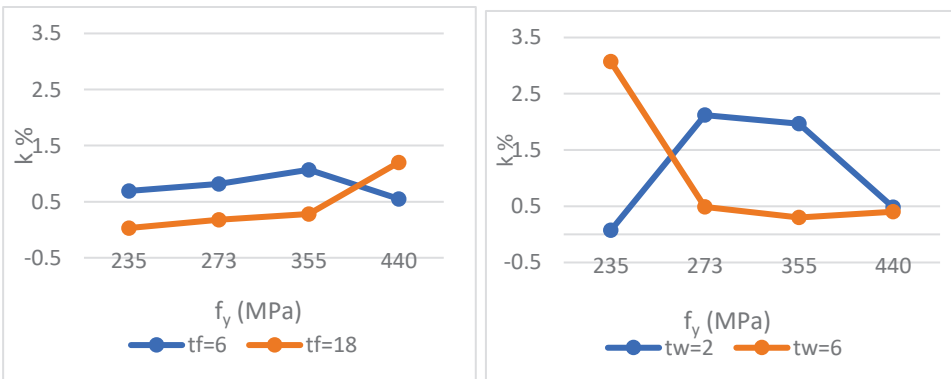


Figure 5: Influence of f_y on k

It is evident that the influence of steel grade is not unambiguous. For both analysed cases, no monotonic relationship is observed between the material yield strength and the change in ultimate resistance. The obtained results indicate that variation in steel grade alone does not have a dominant influence on the effect of restrained block rotation.

2.2.4. Influence of Web Depth $h_w$on Factor k

The web depth was varied from 400 mm to 1000 mm in increments of 100 mm, while two characteristic web thicknesses were considered: $t_w = 2$ mmand $t_w = 6$ mm. The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a flange width of $b_f = 150$ mm, a flange thickness of $t_f = 12$ mm, and steel grade S275. The ultimate resistance values are provided in the *Appendix*, while the influence of web depth on factor k is shown in *Figure 6.*

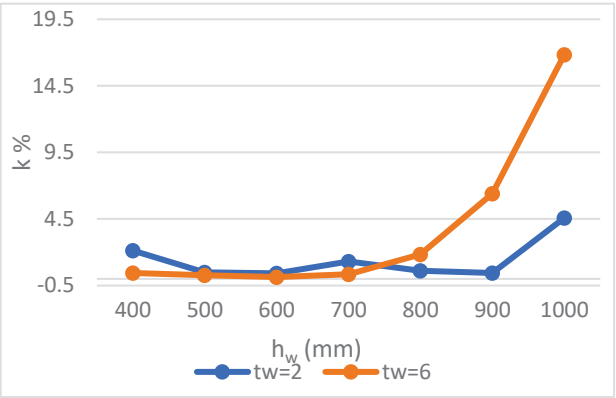


Figure 6: Influence of hw on k

It can be observed that the influence of web depth depends on the web thickness. For girders with a web thickness of $t_w = 2$ mm, the difference in ultimate resistance remains small over almost the entire analysed range of web depths, with only a slight increase at the largest analysed web depth ($h_w = 1000$ mm). In contrast, for girders with a web thickness of $t_w = 6$ mm, the difference is negligible for web depths up to 700 mm, after which it increases sharply. The most pronounced effect of restrained block rotation was obtained for the largest analysed web depth, where the difference in ultimate resistance reaches 16.85%. The results indicate that increasing web depth significantly increases the effect of restrained block rotation in girders with a thicker web, whereas this effect is considerably less pronounced in girders with a thin web.

2.2.5. Influence of Load Application Length s_s on Factor k

The load application length was varied from 50 mm to 250 mm in increments of 50 mm, while two characteristic web thicknesses were considered: $t_w = 2$ mm and $t_w = 6$ mm. The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a web depth of $h_w = 400$ mm, a flange width of $b_f = 150$ mm, a flange thickness of $t_f = 12$ mm, and steel grade S273. The ultimate resistance values are presented in tabular form in the *Appendix (*models marked with an * encountered numerical difficulties, preventing completion of the analysis), while the influence of the load application length on factor k is shown in *Figure 7*.

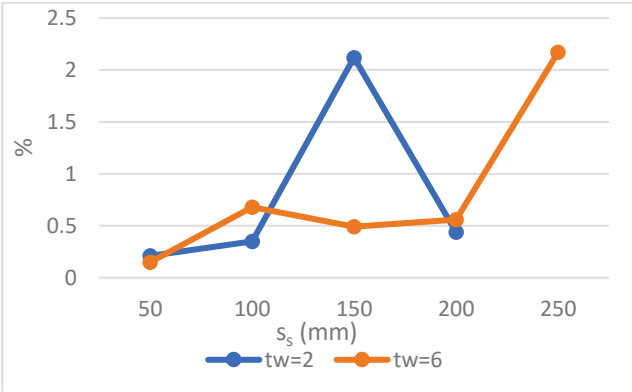


Figure 7: Influence of s_s on k

The results shown in the diagram indicate that the load application length has no pronounced influence on factor k. For both analysed web thicknesses, only minor variations are observed, with no clear trend.

2.2.6. Influence of Flange Width b_f on Factor k

The flange width was varied from 100 mm to 360 mm, while two characteristic web thicknesses were considered: $t_w = 2$ mm and $t_w = 6$ mm. The analysis was carried out on an I-girder with a spacing between transverse stiffeners of $a = 750$ mm, a web depth of $h_w = 400$ mm, a flange thickness of $t_f = 12$ mm, and steel grade S275. The ultimate resistance values are provided in the *Appendix* (models marked with an * encountered numerical difficulties, preventing completion of the analysis), while the influence of flange width on factor k is shown graphically in *Figure 8*.

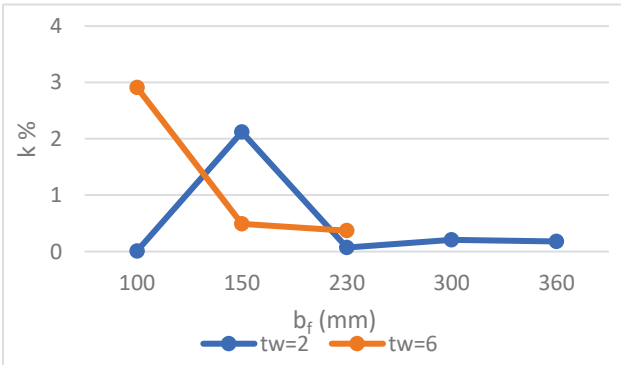


Figure 8: Influence of b_f on k

It can be concluded that flange width has no pronounced influence on the change in ultimate resistance resulting from restrained block rotation. For both analysed web thicknesses, only minor variations are observed, with no clear trend.

2.3. ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF PARAMETER β

The results of the parametric analysis showed that factor k depends on the combination of web thickness, flange thickness and web depth. These results indicate that the influence of these parameters cannot be considered independently, but rather through their mutual relationship. In the literature, the relationship between the torsional stiffness of the flange and the bending stiffness of the web is described by parameter β in *Eq. (2)*, as defined by Lagerqvist [2].

$$\beta = \frac{bf \cdot tf^3}{hw \cdot tw^3} \quad (2)$$

For all analysed numerical models, the values of parameter β were determined and are provided in the *Appendix*. The relationship between parameter β and factor k is shown graphically in *Figure 9.*

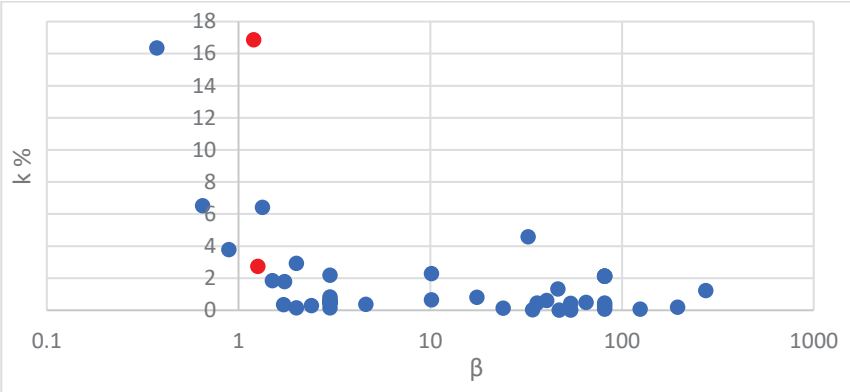


Figure 9: Relationship between Parameter β and Factor k

It can be observed from the diagram that there is no unambiguous relationship between parameter β and factor k. Models with similar or nearly identical values of parameter β exhibit significantly different values of factor k (red marker in the diagram). Specifically, for $\beta = 1.2$, k is 16.85%, whereas for $\beta = 1.265$, it is 2.73%. This confirms that parameter β is not sufficient to describe the influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders.

3. CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH DIRECTIONS

The conducted parametric analysis established that the boundary conditions of the loading block can significantly influence the ultimate resistance of patch-loaded I-girders.

The most pronounced influence was observed for variations in web thickness, flange thickness and web depth, whereas the influence of steel grade, flange width and load application length was considerably less pronounced.

The results showed that the influence of web thickness, flange thickness and web depth cannot be considered independently, but rather through their mutual relationship.

Parameter β is not sufficient to describe the influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders.

The obtained results provide a basis for future research aimed at defining a new parameter that would more reliably describe the influence of loading block boundary conditions on the ultimate resistance of patch-loaded I-girders.

Future research should be extended by including the spacing between transverse stiffeners in the parametric analysis, due to its influence on the ultimate resistance and failure mechanism of patch-loaded I-girders.

APPENDIX

Influence of t_w on k					
t_w	t_f	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)	k (%)	ß
2	6	61.93	62.33	-0.64	10.12
3	6	117.15	118.12	-0.82	3.00
4	6	178.59	173.84	2.73	1.26

5	6	242.65	227.85	6.50	0.65
6	6	305.85	262.88	16.34	0.37
2	18	75.41	74.49	1.23	273.37
3	18	143.47	143.39	0.06	81.00
4	18	224.31	224.35	-0.02	34.17
5	18	313.72	311.19	0.81	17.49
6	18	408.85	399.76	2.27	10.12
Influence of t_f on k					
t_f	t_w	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)	k (%)	ß
6	2	61.93	62.33	-0.64	10.12
8	2	64.90	64.98	-0.12	24.00
10	2	67.43	67.43	0.00	46.87
12	2	67.82	69.29	-2.12	81.00
18	2	75.41	74.49	1.23	273.37
6	6	305.85	262.89	16.34	0.37
8	6	331.72	319.66	3.77	0.89
10	6	351.85	345.73	1.77	1.74
12	6	366.55	364.77	0.49	3.00
18	6	408.85	399.76	2.27	10.12
Influence of f_y on k for Variable t_f					
f_y	t_f	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)		k (%)
235	6	105.48	106.21		-0.69
273	6	117.15	118.12		-0.82
355	6	140.12	141.64		-1.07
440	6	161.39	162.29		-0.55
235	18	129.31	129.26		0.03
273	18	143.65	143.39		0.18
355	18	171.23	171.72		-0.28
440	18	199.79	197.42		1.20
Influence of f_y on k, for Variable t_w					
f_y	t_w	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)		k (%)
235	2	62.89	62.93		-0.07
273	2	67.82	69.29		-2.12
355	2	80.18	81.79		-1.97
440	2	92.84	93.28		-0.48
235	6	324.49	314.84		3.07
1273	6	366.55	364.77		0.49
355	6	448.38	447.03		0.30
440	6	527.16	525.05		0.40
Influence of h_w on k					
h_w	t_w	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)	k (%)	ß
400	2	67.82	69.29	-2.12	81.00
500	2	71.32	71.67	-0.49	64.80
600	2	72.22	71.92	0.42	54.00
700	2	71.69	70.76	1.31	46.28
800	2	70.66	70.23	0.61	40.50
900	2	70.63	70.31	0.45	36.00
1000	2	69.88	66.82	4.58	32.40
400	6	366.55	364.91	0.45	3.00
500	6	379.71	378.65	0.28	2.40
600	6	388.34	388.89	-0.14	2.00
700	6	394.72	396.09	-0.35	1.71
800	6	391.49	384.45	1.83	1.50
900	6	386.50	363.25	6.40	1.33

1000	6	382.32	327.18	16.85	1.20
Influence of s_s on *k*					
s_s	t_w	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)	k (%)	ß
50	2	57.43	57.31	0.21	81.00
100	2	64.06	64.29	-0.35	81.00
150	2	67.82	69.28	-2.12	81.00
200	2	73.28	72.96	0.44	81.00
250	2	*	*	*	81.00
50	6	291.84	292.29	-0.15	3.00
100	6	329.63	327.38	0.68	3.00
150	6	366.55	364.77	0.49	3.00
200	6	400.34	398.10	0.56	3.00
250	6	435.23	425.98	2.17	3.00
Influence of b_f on *k*					
b_f	t_w	$F_{UR3=0}$ (kN)	$F_{UR3\neq0}$ (kN)	k (%)	ß
100	2	67.72	67.73	-0.01	54.00
150	2	67.82	69.28	-2.12	81.00
230	2	70.77	70.72	0.07	124.20
300	2	71.62	71.77	-0.21	162.00
360	2	72.19	72.32	-0.18	194.40
100	6	353.83	343.81	2.91	2.00
150	6	366.55	364.77	0.49	3.00
230	6	377.54	376.16	0.37	4.60
300	6	379.85	*	*	6.00
360	6	*	*	*	7.20

REFERENCES

[1] European Committee for Standardization (CEN). EN 1993-1-5: Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Part 1-5: Plated Structural Elements, Brussels, 2006.

[2] Lagerqvist O. Patch Loading: Resistance of Steel Plate Girders, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 1994.

[3] Lagerqvist O., Johansson B. Patch loading resistance of steel girders, Journal of Structural Engineering (ASCE), 122(5), 1996, 545–552.

[4] Granath P. Behaviour of Plate Girders Subjected to Patch Loading, Doctoral Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1997.

[5] Gozzi J. Patch Loading Resistance of Plated Girders, Doctoral Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2007.

[6] Rogač M. Serviceability limit state of incrementally launched steel bridge I-girders, Engineering Structures, 315, 2024, 118465.

[7] Marković N., Kovačević S. Influence of Patch Load Length on Plate Girders. Part I: Experimental Research, Journal of Constructional Steel Research, 157, 2019, 207–228.

[8] Rogač M., Aleksić S., Lučić D. Influence of Patch Load Length on Resistance of I-Girders – Part II: Numerical Research, Journal of Constructional Steel Research, 176, 2021, Article 106388.

[9] Dassault Systèmes Simulia Corp. Getting Started with Abaqus, Abaqus Documentation, Version 2023.

[10] European Committee for Standardization (CEN). EN 1090-2: Execution of Steel Structures and Aluminium Structures – Part 2: Technical Requirements for Steel Structures, Brussels, 2018.

[11] Chacón R., Serrat M., Real E. The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading, Thin-Walled Structures, 53, 2012, 15–25.

E-10
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026098Z

Sofia Žugić[1], Milivoje Rogač[2]

HAUNCH EFFECT ON STEEL FRAME ULTIMATE CAPACITY UNDER LATERAL LOADING

Summary: This paper investigates the effect of a haunch on the ultimate capacity and lateral stiffness of a single-bay, two-hinged, unbraced steel frame subjected to gravity loading and a concentrated lateral force. For the frame without haunches, analytical and numerical analyses were carried out using *beam* and *shell* finite elements, whereas the identical frame with haunches was analysed numerically using *shell* elements in the *Abaqus* software package. The dimensions and shape of the haunch were varied within a parametric analysis, considering three characteristic shapes. The results show that the presence of haunches significantly increases the ultimate capacity and stiffness of the system and affects the development of plasticity and the location of plastic hinges. Both parameters influence the frame response, although the haunch dimensions have a more pronounced effect than the haunch shape.

Keywords: steel frame, haunch, lateral force, ultimate capacity

UTICAJ VUTE NA GRANIČNU NOSIVOST ČELIČNOG RAMA IZLOŽENOG BOČNOJ SILI

Rezime: U radu je analiziran uticaj vute na graničnu nosivost i bočnu krutost jednobrodnog, dvozglobnog i neukrućenog čeličnog rama izloženog gravitacionom opterećenju i koncentrisanoj bočnoj sili. Za ram bez vute sprovedene su analitička analiza i numeričke analize primjenom *beam* i *shell* konačnih elemenata, dok je identičan ram sa vutom analiziran numerički primjenom *shell* elemenata u programskom paketu *Abaqus*. Parametarskom analizom varirane su dimenzije i oblik vute, pri čemu su razmatrana tri karakteristična oblika. Rezultati pokazuju da prisustvo vute značajno povećava nosivost i krutost sistema i utiče na razvoj plastifikacije i položaj plastičnih zglobova. Utvrđeno je da oba analizirana parametra utiču na odgovor rama, ali da dimenzije vute imaju izraženiji uticaj od njenog oblika.

Ključne reči: čelični ram, vuta, bočna sila, granična nosivost

[1] University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, Montenegro, zugicsofia22@gmail.com
[2] University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, Montenegro

1. INTRODUCTION

Unbraced steel frame systems are widely used in modern construction due to their ability to span large distances, relatively low self-weight, and adaptability to various architectural and functional requirements. Their structural response largely depends on the behaviour and rotational stiffness of beam-to-column connections, which are most commonly executed as welded or bolted connections in practice.

To increase the stiffness and load-bearing capacity of the system, local strengthening in the form of haunches is often applied in the beam-to-column connection region. The presence of a haunch may contribute to a more favourable distribution of internal forces, a reduction in stress concentrations, and controlled development of plasticity.

This paper analyses the elastoplastic response of a single-bay, two-hinged, unbraced steel frame. The frame is subjected to a uniformly distributed gravity load of constant intensity and a concentrated lateral force whose intensity is increased until collapse. The columns and beam have a constant I-shaped cross-section, while the connections between them are modelled as welded. The analysis was conducted assuming ideal local and global stability of the system.

The numerical analysis was performed using the finite element method in the *Abaqus* software package [1]. For the frame without haunches, *beam* and *shell* models were developed, and their validation was carried out by comparing the results with the analytical solution. The frame with haunches was analysed only numerically using *shell* elements. The effect of the haunch was investigated through a parametric analysis comprising two parameters: the shape and dimensions of the haunch.

The aim of the paper is to analyse the effect of the haunch on the ultimate capacity, lateral stiffness, and collapse mechanism of the frame. The contribution of the paper is reflected in the development of a specific numerical model and a wide variation of haunch shape and dimensions within the parametric study (Section 4.1).

2. REVIEW OF PREVIOUS RESEARCH

The effect of haunches on the behaviour of steel beam-to-column connections has been investigated in numerous numerical and experimental studies [2–7], confirming the relevance and importance of this research topic.

Study [2], which is most closely related to the present study, analysed 21 numerical models developed in the *Abaqus* software package, considering haunch angles of 15°, 30°, and 45° relative to the horizontal plane, together with different stiffener configurations. Reducing the haunch angle increased the connection capacity, although smaller angles promoted plasticity near the connection. Increasing the angle from 15° to 45° reduced the capacity, while local stiffeners significantly improved the connection response. A haunch angle of approximately 30°, combined with appropriate stiffeners, was identified as the most favourable solution.

Studies [3] and [4] showed that increasing the haunch length reduces the bending moment in the beam and stresses in welded joints and improves connection capacity, although it may increase the axial force in the haunch flange and the shear force in the beam web. Studies [5] and [6] further confirmed that haunch geometry, particularly its height and inclination angle, significantly affects moment capacity, initial rotational stiffness, and force transfer.

Study [7] concluded that the use of a haunch contributes to relocating the plastic hinge away from the immediate beam-to-column connection region and enables the development of a more favourable structural response mechanism.

Based on previous research, it may be concluded that haunches generally increase connection strength and stiffness, reduce stress concentrations, and relocate plastic hinges away from the immediate connection region, while their overall effect also depends on the ratio between haunch length and height.

3. FRAME WITHOUT HAUNCHES

This section presents the analysis of a single-bay, two-hinged, unbraced steel frame without haunches, which provides the basis for validating the numerical *beam* and *shell* models and for their subsequent comparison with the response of the frame with haunches. The frame has a span of 8.0 m and column heights of 4.0 m, while the columns and beam have the same welded I-shaped cross-section, with an overall depth of 400 mm, flange width of 250 mm, web thickness of 5 mm, and flange thickness of 10 mm (Figure 1). A linear elastic–perfectly plastic material model was adopted for the steel, also shown in Figure 1. The numerical analysis did not include the effects of geometric nonlinearity. The frame is subjected to a uniformly distributed gravity load of constant intensity of 20 kN/m along the beam and to a concentrated lateral force whose intensity is increased until collapse.

First, the analytical solution of the frame is presented, after which numerical models were developed using *beam* and *shell* finite elements. Finally, the analytical and numerical results were compared by considering the force–displacement curves, ultimate capacity, stress distribution, and development of plasticity.

3.1. ANALYTICAL SOLUTION

The analytical procedure for determining the lateral capacity of the frame was carried out using a *step-by-step method*. Figure 1 shows the analysed frame, together with the defined collapse load (P^*) and the locations of the plastic hinges at the collapse mechanism.

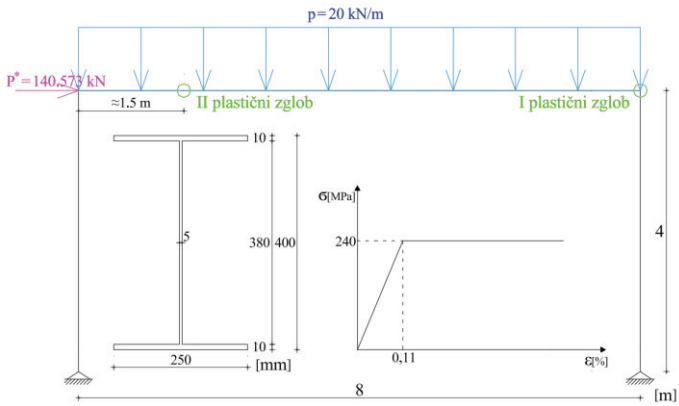


Figure 1: Overall frame geometry, cross-section, steel stress–strain diagram, and locations of plastic hinges at the collapse mechanism ($P^* = 140.573$ kN)

The first plastic hinge forms in the connection region between the right column and the beam at a force P_1 of 99.235 kN. The second plastic hinge forms in the beam at a distance of approximately 1.5 m from the connection region between the left column and the beam, at a force P_2 of 41.338 kN. The ultimate load of the analysed frame is: $P^* = P_1 + P_2 = 99.235 + 41.338 = 140.573$ kN.

3.2. NUMERICAL SOLUTION – *BEAM* – FE

The *beam* finite element model was developed as a single two-dimensional assembly. The adopted I-shaped cross-section was assigned to the elements, and its orientation was defined. The analysis was carried out using a nonlinear static procedure. In the initial step, the pinned supports of the frame were defined. A uniformly distributed gravity load of 20 kN/m was then applied to the beam, followed in the final step by a concentrated lateral force at the joint between the left column and the beam. The lateral force was applied incrementally until collapse, while the applied concentrated force and the corresponding lateral displacement at the same joint were monitored.

The model was discretised using B22 finite elements. A convergence study established an optimal finite element size of 50 mm.

The results of the numerical analysis of the *beam* model are presented in Section 3.4.

3.3. NUMERICAL SOLUTION – *SHELL* – FE

The *shell* finite element model was developed as a three-dimensional model, with the columns and beam modelled as separate surface elements. The corresponding thicknesses were assigned to the webs and flanges. The columns and beam were rigidly connected in the *Assembly* module. As in the *beam* model, a nonlinear static analysis was performed. A uniformly distributed gravity load of 20 kN/m was applied to the top flange of the beam as a surface pressure of 80 kN/m². Reference points coupled kinematically to the corresponding end cross-sections were used to define the support conditions and apply the lateral force. The concentrated lateral force was applied incrementally until collapse through the reference point located in the connection region between the left column and the beam. The applied lateral force and the corresponding lateral displacement were monitored at this point. The model was discretised using S4R finite elements. A convergence study established an optimal finite element size of 50 mm.

The results of the numerical analysis of the *shell* model are presented in Section 3.4.

3.4. ANALYSIS OF RESULTS

Figure 2 presents the force–displacement curves obtained from the analytical calculation and the numerical models using *beam* and *shell* finite elements.

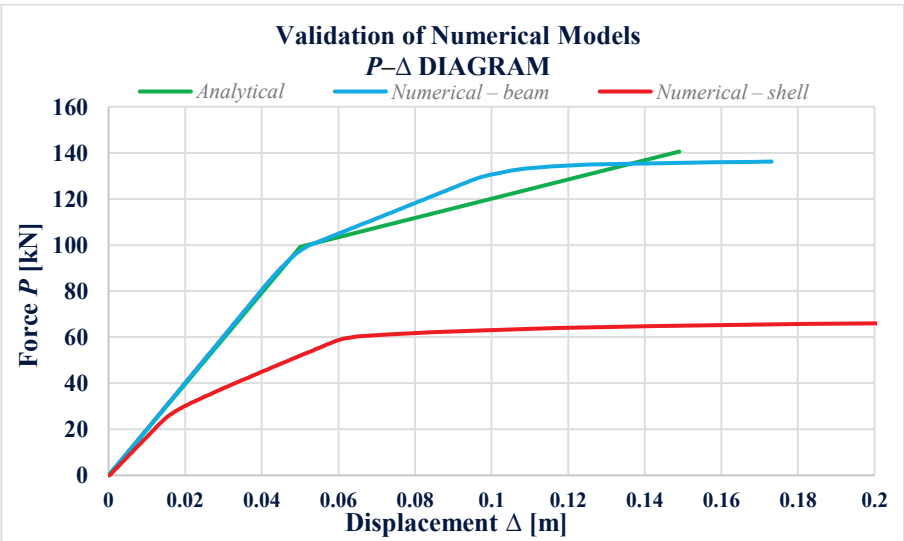


Figure 2: Force–displacement diagram – validation of the numerical models

The analytical solution and the *beam* model show very good agreement in terms of initial stiffness, ultimate capacity, and collapse mechanism (Figure 2). The locations of the plastic hinges obtained from the analytical calculation are shown in Figure 1, while in the *beam* model the plastic hinges form at the same locations. The collapse mechanism of the *beam* model develops at a lateral force of 136.24 kN, which is in good agreement with the analytically determined ultimate load.

The force–displacement curve of the numerical *shell* model (Figure 2) shows significant deviations from the analytical solution and the *beam* model, reflected in substantially lower stiffness and capacity. Unlike the previous two models, the *shell* model enables detailed monitoring of the development of the local stress–strain state, as shown in Figure 3.

Initial yielding occurs in the web of the connection between the right column and the beam at a lateral force of approximately 22.5 kN (Figure 3 – left). With a further increase in loading, the plastic zone spreads through the web, leading to a reduction in the global stiffness of the system and the first significant change in slope on the force–displacement curve at a force of 27.9 kN (Figure 2 – red *P–Δ* curve; Figure 3 – centre). As plasticity continues to develop through the connection region, local rotation occurs and the first plastic hinge forms at a force of approximately 57.6 kN (Figure 3 – right). Thereafter, plasticity also spreads to the connection region between the left column and the beam, where the second plastic hinge forms, and the collapse mechanism develops at a lateral force of 64.8 kN.

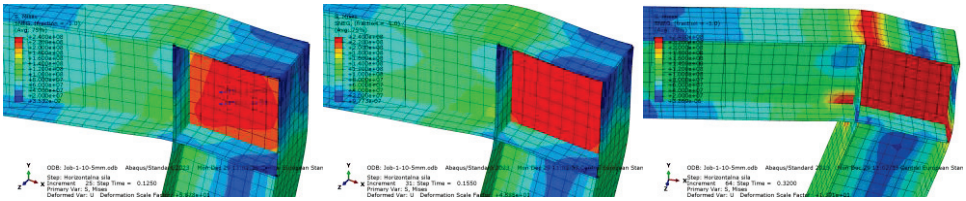


Figure 3: Distribution of von Mises stresses in the connection between the right column and the beam – initial yielding at P_y = 22.5 kN, spreading of the plastic zone at P_1 = 27.9 kN, and formation of the first plastic hinge at P_2 = 57.6 kN

The difference between the *beam* and *shell* models primarily results from the different treatment of the beam-to-column connection. The *beam* model idealises the connection as fully rigid and does not allow a detailed assessment of its local deformability and stress state. In addition, although the *beam* formulation accounts for the effect of shear on element deformations, shear stresses are not included in the calculation of the equivalent stress used as the yielding criterion. By contrast, the *shell* model accounts for local shear stresses, a more realistic rotational stiffness of the connection, and the gradual development of plasticity. Consequently, the yielding criterion is reached earlier, resulting in significantly lower stiffness and ultimate capacity than in the *beam* model.

The obtained results show that the *shell* model provides a more detailed simulation of the local stress–strain behaviour of the beam-to-column connection. Although it gives lower values of stiffness and ultimate capacity, as well as a different location of the second plastic hinge compared with the analytical solution and the *beam* model, the sequence of deformation, development of plasticity, and formation of the collapse mechanism confirms the justification for its application. Based on the comparison performed, the *beam* and *shell* models were validated.

4. FRAME WITH HAUNCHES

The frame with haunches was modelled using *shell* finite elements, based on the previously validated *shell* model of the frame without haunches. The haunches were placed in the beam-to-column connection regions and connected to the webs and flanges of the primary members so as to form an integral assembly. The web and flange thicknesses of the haunch were kept constant in all analysed models, with a web thickness of 5 mm and a flange thickness of 10 mm. Local stiffeners were provided at the ends of the haunches. The thickness of all local stiffeners, including both those at the haunch ends and those in the beam-to-column connection region, was set to 5 mm (Figure 4).

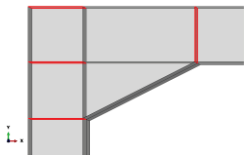


Figure 4: Location of the modelled stiffeners

The remaining geometric and material properties of the frame, support conditions, loading procedure, and type of analysis were kept the same as in the *shell* model of the frame without haunches. This enabled a direct assessment of the effect of the haunch on the ultimate capacity, lateral stiffness, development of plasticity, and collapse mechanism of the system.

4.1. PARAMETRIC ANALYSIS

The parametric analysis was conducted to investigate the effects of haunch dimensions and shape on the elastoplastic response of the frame. The haunch dimensions were defined by the parameters l and h, where l denotes the haunch length measured along the beam and h denotes the haunch web depth measured along the column. The haunch shape was defined by the ratio l:h, and three characteristic shapes were considered: Shape 1 with l:h = 2:1, Shape 2 with l:h = 1:2, and Shape 3 with l:h = 1:1. The analysed configurations, including their dimensions, l:h ratios, and haunch inclination angles θ relative to the horizontal, are presented in Table 1.

Table 1: Analysed haunch configurations

Shape	l:h	θ [°]	Analysed dimensions $l \times h$ [mm]
1	2:1	26.6	200×100, 400×200, 600×300, 800×400, 1200×600, 1600×800
2	1:2	63.4	100×200, 200×400, 300×600, 400×800, 600×1200, 800×1600
3	1:1	45.0	100×100, 200×200, 300×300, 400×400, 600×600, 800×800, 1200×1200, 1600×1600

For each configuration, the force–displacement response, ultimate capacity, lateral stiffness, plasticity development, and plastic-hinge locations were evaluated. Very small haunch dimensions, such as 100 × 100 mm, and very large dimensions, such as 1600 × 1600 mm, are not commonly used in engineering practice and were analysed solely from a theoretical standpoint.

4.2. ANALYSIS AND DISCUSSION OF RESULTS

Figures 5–7 show the force–displacement curves for Haunch Shapes 1–3. The response of the reference *beam* model is shown by a dashed line, while the remaining curves correspond to the shell model of the frame without haunches and the shell models of frames with haunches.

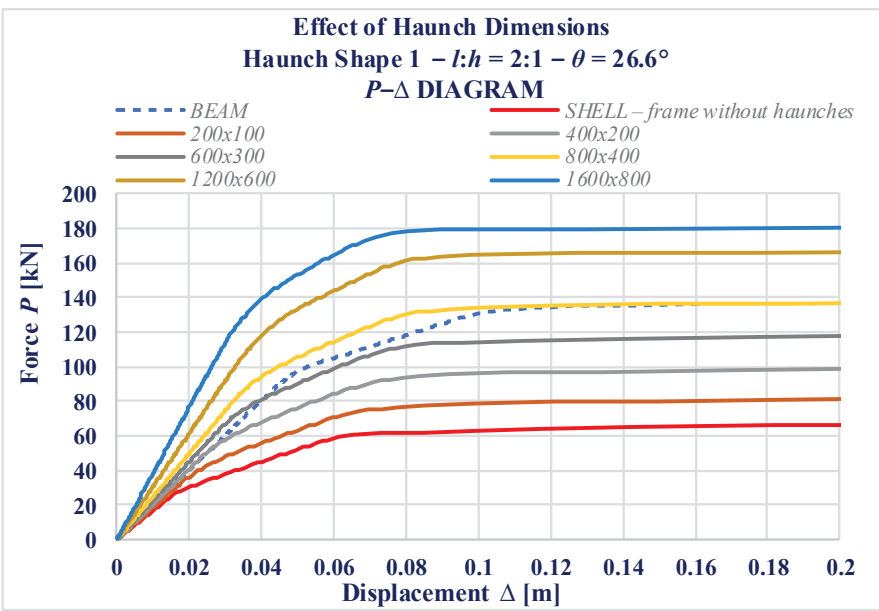


Figure 5: Force–displacement curve – effect of haunch dimensions – Haunch Shape 1

For Haunch Shape 1 (Figure 5), with an *l:h* ratio of 2:1, increasing the haunch dimensions leads to a continuous increase in the lateral stiffness and ultimate capacity of the frame. Compared with the *shell* model of the frame without haunches, the models with haunch dimensions of 200 × 100 mm, 400 × 200 mm, and 600 × 300 mm achieve increases in ultimate capacity of approximately 23.6 %, 51.4 %, and 79.2 %, respectively. However, their effect is still not sufficiently pronounced for the system response to approach that of the idealised *beam* model.

The model with haunch dimensions of 800 × 400 mm achieves an increase in ultimate capacity of approximately 109.7 % and provides the response closest to that of the *beam* model, which assumes a fully rigid beam-to-column connection. The obtained collapse load of 135.9 kN is only approximately 0.25 % lower than the value obtained using the *beam* model, which is 136.24 kN. These dimensions are also consistent with the recommendations for the design of portal frames given in reference [8], according to which the haunch length is approximately 10 % of the frame span, while its depth approximately corresponds to the beam depth.

With a further increase in the haunch dimensions to 1200 × 600 mm and 1600 × 800 mm, the ultimate capacity increases further by approximately 156.9 % and 179.3 %, respectively. However, this is accompanied by a significant increase in system stiffness, causing the response of these models to deviate from that of the *beam* model.

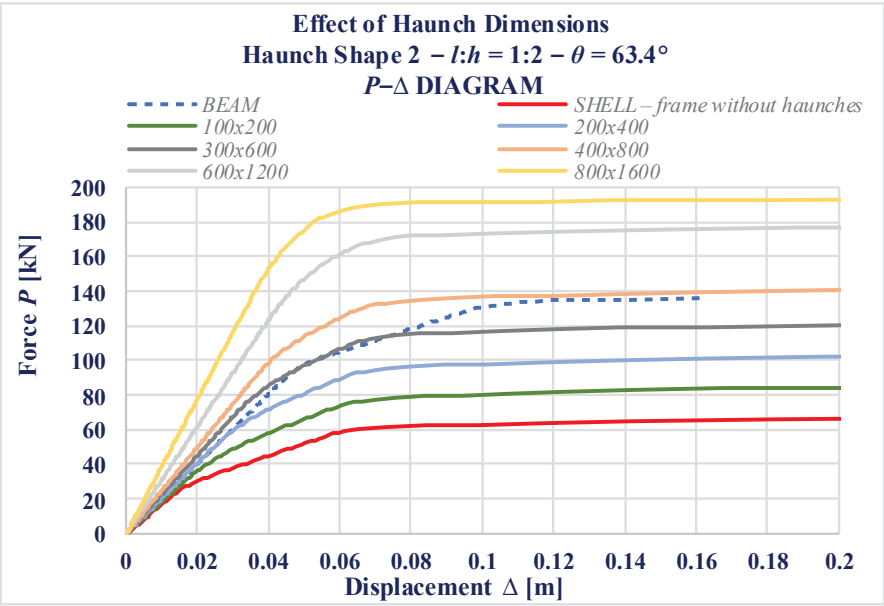


Figure 6: Force–displacement curve – effect of haunch dimensions – Haunch Shape 2

For Haunch Shape 2 (Figure 6), with an *l:h* ratio of 1:2, a continuous increase in the ultimate capacity and lateral stiffness of the system can also be observed as the haunch dimensions increase. The models with dimensions of 100 × 200 mm, 200 × 400 mm, and 300 × 600 mm achieve increases in ultimate capacity of approximately 27.8 %, 55.6 %, and 84.7 %, respectively, compared with the *shell* model of the frame without haunches.

The model with haunch dimensions of 400 × 800 mm achieves an increase in ultimate capacity of approximately 115.3 % and provides the response closest to that of the *beam* model, while also exhibiting the most favourable balance between capacity, stiffness, and deformability within this haunch shape. The obtained collapse load of 139.5 kN is approximately 2.4 % higher than the value obtained using the *beam* model.

With a further increase in the haunch dimensions to 600 × 1200 mm and 800 × 1600 mm, the ultimate capacity continues to increase, reaching approximately 171.6 % and 197.7 %, respectively. However, as in the case of Haunch Shape 1, this increase in capacity is accompanied

by a significant increase in the lateral stiffness of the system, causing the response of these models to progressively deviate from that of the *beam* model.

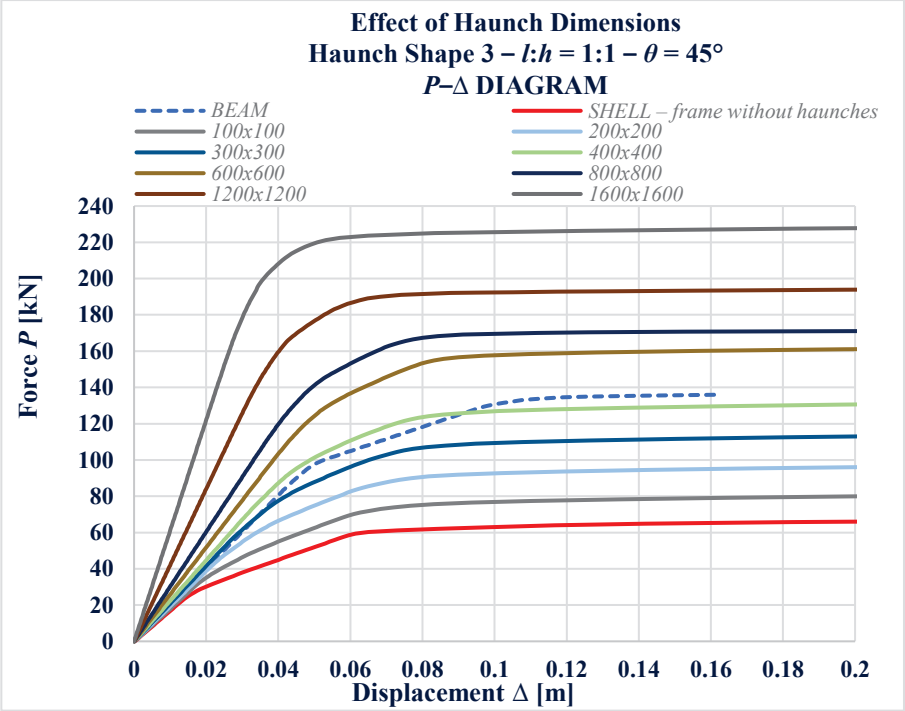


Figure 7: Force–displacement curve – effect of haunch dimensions – Haunch Shape 3

For Haunch Shape 3, with an *l:h* ratio of 1:1, increasing the haunch dimensions also leads to an increase in the ultimate capacity and lateral stiffness of the system. The models with dimensions of 100 × 100 mm, 200 × 200 mm, and 300 × 300 mm achieve increases in ultimate capacity of approximately 22.2 %, 45.8 %, and 72.2 %, respectively, compared with the *shell* model of the frame without haunches. The model with haunch dimensions of 400 × 400 mm achieves an increase in ultimate capacity of approximately 100.0 % and, within this haunch shape, provides the response closest to that of the *beam* model. The obtained collapse load of 129.6 kN is approximately 4.9 % lower than the value obtained using the *beam* model. With a further increase in the dimensions to 600 × 600 mm, 800 × 800 mm, 1200 × 1200 mm, and 1600 × 1600 mm, the ultimate capacity continues to increase, reaching approximately 147.2 %, 161.1 %, 198.4 %, and 251.1 %, respectively. However, as with the previous two haunch shapes, the response of these models progressively deviates from that of the *beam* model.

The obtained results show that increasing the haunch dimensions for all three shapes leads to an increase in the lateral stiffness and ultimate capacity of the system, as well as to a gradual relocation of the plastic hinge formation points away from the immediate beam-to-column connection region, which is consistent with the results reported in studies [2–7]. For all three haunch shapes, the relative increase in ultimate capacity gradually decreases as the dimensions increase, indicating that the effect of further increasing the haunch dimensions becomes progressively less pronounced. This trend is observed up to the dimensions identified as the most favourable for each haunch shape. Models with extremely large haunch dimensions constitute an exception to this trend.

A comparison of the haunch shapes shows that Shape 2 achieves the highest ultimate capacity in all analysed groups of dimensions, followed by Shape 1, while Shape 3 gives the lowest values. The results indicate that increasing the haunch height has a greater effect on ultimate capacity

than increasing its length, with the differences between the individual shapes becoming more pronounced as the dimensions increase.

In addition to its effect on capacity and stiffness, the haunch shape significantly influences the development of plasticity and the location of plastic hinges. In Shape 1, plasticity is predominantly directed towards the column; in Shape 2, towards the beam; while in Shape 3, it develops approximately symmetrically towards both members.

Figure 8 presents three models which, within the analysis of the effect of haunch dimensions, provided the response closest to that of the reference *beam* model for each of the considered haunch shapes.

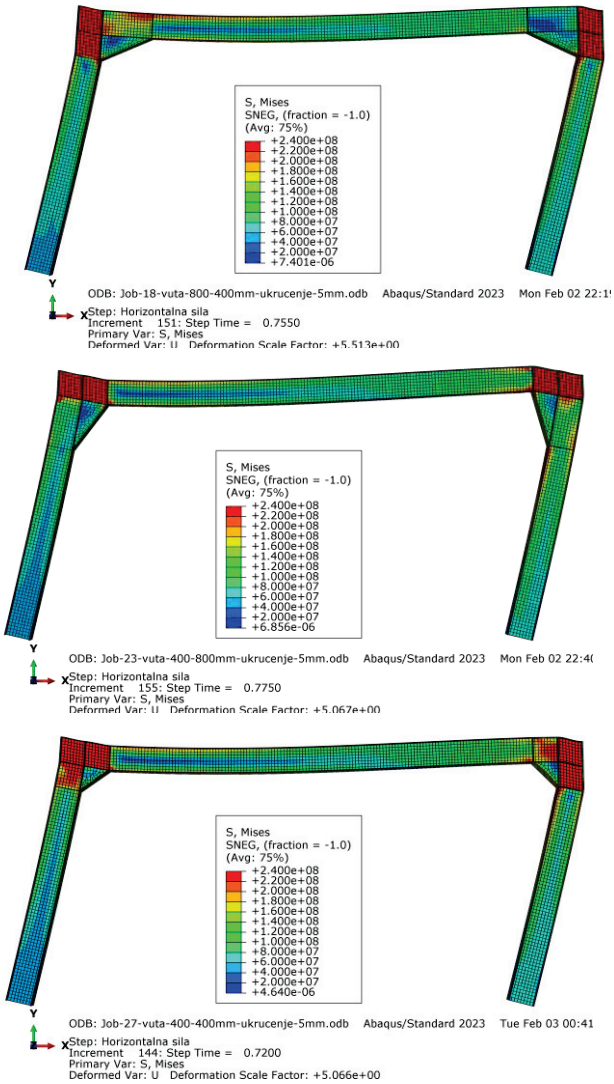


Figure 8: Distribution of von Mises stresses at the formation of the collapse mechanism for the 800 × 400 mm model (P^* = 135.9 kN), the 400 × 800 mm model (P^* = 139.5 kN), and the 400 × 400 mm model (P^* = 129.6 kN)

Although the model with haunch dimensions of 800 × 400 mm provides the response closest to that of the reference *beam* model in terms of ultimate capacity and lateral stiffness, the 400 × 800 mm model exhibits the most favourable behaviour from the strong-column–weak-beam

design perspective, since the plastic hinges form in the beam, outside the immediate beam-to-column connection region.

5. CONCLUSIONS

Based on the analyses conducted for the specific frame geometry with and without haunches, the following conclusions can be drawn. Comparison of the analytical solution and the beam model of the frame without haunches showed very good agreement in terms of capacity, stiffness, and collapse mechanism, whereas the shell model yielded significantly lower values. This discrepancy arises because the beam model idealises the beam-to-column connection as fully rigid, while shear stresses, although they influence the deformations, are not included in the calculation of the equivalent stress used as the yielding criterion. The shell model accounts for local shear stresses and connection deformability; therefore, yielding and the development of plasticity occur earlier, resulting in lower stiffness and ultimate capacity.

The analysis of the haunch dimensions and shape showed that increasing the haunch dimensions leads to an increase in the ultimate capacity and lateral stiffness of the system, as well as to a gradual relocation of the plastic hinge formation points away from the immediate beam-to-column connection region. Shape 2 provides the highest ultimate capacity, followed by Shape 1, while Shape 3 gives the lowest values. The haunch shape also affects the direction of plasticity development: increasing the haunch height directs plasticity towards the beam, whereas increasing its length predominantly directs plasticity towards the column. The obtained results support the common design assumption of a fully rigid connection in *beam* models, provided that the haunch is properly proportioned so that the actual connection response closely approaches such idealised behaviour.

The 800 × 400 mm model most accurately reproduces the capacity and stiffness of the *beam* model, whereas the 400 × 800 mm model provides a structurally more favourable response: the plastic hinges form in the beam, outside the beam-to-column connection region, in accordance with the strong-column–weak-beam principle.

REFERENCES

[1] Dassault Systèmes. Abaqus Analysis User's Guide, Dassault Systèmes Simulia Corp., 2017.

[2] Sadid M. S, Yaman Z, Nasery M. Effect of the haunch angle and stiffener types on column-beam connection behaviour under static loading, Civil Engineering Beyond Limits, 3, 2022, 1-13.

[3] Liu Y. J, Wang Y. The study on mechanical property for welded haunch-reinforced seismic connections of steel frame, Applied Mechanics and Materials, 501-504, 2014, 485-494.

[4] Baharmast A. Evaluation of column-tree moment resisting connection with end plates and haunched beam (Research Note), International Journal of Engineering, 28 (12), 2015, 1702-1710.

[5] Zhao H, Shi G, Chen X, Xiao T. Numerical simulation and mechanical model of steel beam-to-column joints retrofitted by haunches, Journal of Constructional Steel Research, 185, 2021, 106858.

[6] Zhao H, Shi G, Chen X, Xiao T. Finite element analysis and design of retrofitted beam-to-column joints with welded haunches, Journal of Constructional Steel Research, 186, 2021, 106924.

[7] Ajay K. S, Vesmawala Gaurang R. Modern strengthening strategies for steel moment resisting frames: State-of-the-art review, Civil and Environmental Research, 3, 2013, 137-144.

[8] Institution of Structural Engineers. Manual for the Design of Steelwork Building Structures to Eurocode 3, Institution of Structural Engineers, London, 2010.

E-11
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026029P

Radovan Perić[1], Tanja Perčić[2], Miloš Milić[3], Dragan Manojlović[4]

IMPROVEMENT OF AN ANALYTICAL MODEL FOR DETERMINING THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF TIMBER-STEEL CONNECTIONS WITH DOWEL-TYPE FASTENERS

Summary: The second generation of Eurocode 5 is in preparation and has not yet been adopted, so the calculation of the load-carrying capacity of timber-steel connections is based solely on the rules of the first generation. Currently, load-carrying capacity is determined using expressions for thin or thick steel plates. For cases in between, linear interpolation is used. The thickness and mechanical properties of the steel plate significantly influence the behaviour of the timber-steel connection, which is why research in this field focuses on improving the expressions for the connection capacity. The aim is to define the failure modes more precisely and determine the connection capacity more accurately. This paper shows how Johansen's expressions for timber-timber connections can be adjusted for steel-timber connections by accounting for the previously mentioned parameters.

Keywords: steel-timber connections, load-carrying capacity, Eurocode 5, steel plates, dowel-type fasteners

UNAPREĐENJE ANALITIČKOG MODELA ZA ODREĐIVANJE NOSIVOSTI VEZA TIPA DRVO-ČELIK OSTVARENIH ŠTAPASTIM SPOJNIM SREDSTVIMA

Rezime: Kako je druga generacija Evrokoda 5 u fazi pripreme i još uvek nije usvojena, proračun nosivosti veza tipa drvo-čelik zasniva se isključivo na pravilima prve generacije. Zasada, nosivost veze se određuje primenom razvijenih izraza za tanke i debele čelične ploče, dok se za međuslučajeve koristi linearna interpolacija. S obzirom na to da debljina čelične ploče i njena mehanička svojstva značajno utiču na ponašanje veze drvo-čelik, istraživanja u ovoj oblasti usmerena su na unapređenje izraza za nosivost veze. Cilj ovog rada je preciznije definisanje mehanizama loma i pouzdanije određivanje nosivosti veze. U radu je prikazano kako se Johansenovi izrazi, prvobitno razvijeni za veze drvo-drvo, mogu prilagoditi vezama drvo-čelik uvažavajući prethodno navedene parametre.

Ključne reči: veze drvo-čelik, nosivost veze, Evrokod 5, čelične ploče, štapasta spojna sredstva

[1] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, radovan.peric@gaf.ni.ac.rs
[2] Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad
[3] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš
[4] Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, manojlovic.dragan@uns.ac.rs

1. INTRODUCTION

Over the past few decades, modern civil engineering has increasingly turned towards sustainable solutions, with timber structures gaining significance due to their environmental acceptability and low CO_2 emissions. This is accompanied by innovative materials such as glued laminated timber (GLT) and cross-laminated timber (CLT), increasingly combined with steel or concrete to achieve efficient engineering solutions. These materials are connected using conventional or innovative fasteners, sometimes with reinforcements (Milić [1]). Modern fasteners are still under development, and their application in contemporary timber connections remains limited, partly due to insufficiently developed models for calculating connection load-carrying capacity. This limitation concerns the models for determining the input parameters used in design of connection load-carrying capacity, which have not yet been developed to cover these fasteners. Therefore, manufacturers issue their own European Technical Assessments to bridge the gap relative to the currently valid standards for the design of timber structures. In addition, modern timber screws with partial or full thread are increasingly used with hardwood, representing a highly efficient strategy for achieving high-performance connections. The growing availability of hardwood-based products on the European market enables their application in contemporary timber structures of larger spans and loads. At the same time, it requires more detailed research into connection behavior, on which the reliability of these systems directly depends (Kuck and Sandhaas [2]). Reliable design of timber-steel connections is therefore a key prerequisite for the safe and efficient application of contemporary timber structures.

In Europe, the design of timber-steel connections is currently based on EN 1995-1-1:2004 [3] (first generation of Eurocode 5 – EC5-1), whose methodology relies on the European Yield Model (EYM). The load-carrying capacity calculation of timber-steel connections is based on the Johansen expressions developed for timber-timber connections. These were subsequently adapted for timber-steel connections by considering the rotation of the fastener (diameter d) within the steel plate (thickness t), characteristic of external steel plates. This implies a classification of steel plates into "thin" (allowing free rotation of the fastener, where $t/d \leq 0.5$) and "thick" (preventing rotation of the fastener, where $t/d > 1$), based on which the corresponding Johansen expressions for determining connection load-carrying capacity are selected. For intermediate steel plate thicknesses, the load-carrying capacity is determined by linear interpolation.

Previous research has shown that certain deviations exist between predicted and experimental load-carrying capacities and failure modes. This has led researchers to improve the existing expressions given in EC5-1 or to develop new models based on the European Yield Model methodology (Ai-Phien et al. [4], Zhao et al. [5], Riepe et al. [6], Yang et al. [7]). In the proposed models, the influence of plate thickness on connection load-carrying capacity is treated through simplified limiting cases, classifying the plate as thin or thick depending on the t/d ratio, that is, allowing or preventing rotation of the fastener within the plate (without or with a plastic hinge in the fastener), while the load-carrying capacity of the plate itself is neglected. Only two studies explicitly consider the influence of plate thickness on connection load-carrying capacity through the degree of restraint of the fastener within the plate (Vella et al. [8], Feng et al. [9]). However, both studies are limited to connections with cold-formed steel profiles of very small plate thicknesses (1.2 and 2.4 mm) and bolts with a diameter of 5.5 mm. By introducing a fastener restraint coefficient φ, defined as the ratio of the steel plate bending resistance M_{cfs} to the fastener yield moment M_y, the modified EYM models show better agreement with experimental results for connection load-carrying capacity and failure mode than the EC5-1 expressions.

Since the final version of the second generation of Eurocode 5 is expected by the end of 2027, the available draft prEN 1995-1-1:2023 [10] (EC5-2) introduces significant novelties in the calculation of timber-steel connections. It extends the existing expressions and failure mechanisms developed for timber-timber connections to timber-steel connections. The new methodology directly accounts for the influence of the steel plate on connection load-carrying

capacity, modifying the existing expressions for timber-timber connections through a corrected existing coefficient β (=f_{h2}/f_{h1}). The influence of plate thickness t_{h2} is reflected through the embedment strength f_{h2} in the steel plate, whose value varies depending on the t_{h2}/d ratio. Thanks to this modification, it is no longer necessary to separately consider thin and thick plates, eliminating the strict boundary between them. Instead, a continuous transition between different failure modes is achieved, representing a significant advantage over the existing expressions from EC5-1. A major advantage of the revised load-carrying capacity expressions is their independence from material type. By applying the appropriate embedment strength for the connection elements, the calculation covers combinations of all materials, with the possibility of direct verification of embedment strength through failure mechanisms a and b (see expressions in Chapter 2).

However, studies confirming the novelties introduced in the new generation of Eurocode 5 (EC5-2) are lacking, and certain inconsistencies and inaccuracies introduced by the proposed expressions have been identified ([11], [9]). Their uncritical application can lead to results that significantly deviate from the actual connection behavior. Therefore, a more detailed analysis and modification of the proposed expressions for timber-timber connection load-carrying capacity is needed, in order to enable their adequate application to timber-steel connections, ensure a more reliable estimation of connection load-carrying capacity, and more precisely define failure mechanisms for a wider range of steel plate thicknesses. Precise prediction of load-carrying capacity and failure mechanisms is essential to ensure ductile connection behavior and prevent brittle failures, such as timber splitting or local failures of steel plates. In this paper, an improved analytical model is proposed, based on the EC5-2 methodology, which explicitly considers the influence of plate thickness for a wide range of t/d ratio values, taking into account the mechanical properties of both the plate and the fastener, whereby only the Johansen component of connection load-carrying capacity is considered, without the contribution of the rope effect. In the absence of experimental tests, validation of the proposed model was carried out through numerical simulations of timber-steel connections, covering a wide range of plate thicknesses and different mechanical characteristics of materials (fastener, plate, and timber).

2. REVIEW OF EXISTING EXPRESSIONS FOR CONNECTION LOAD-CARRYING CAPACITY

In the following, the methodological approach of existing models (within the first and second generations of Eurocode 5 (EC5-1 [3] and EC5-2 [10]), will be presented in detail, with a focus on how the influence of plate thickness is treated in the calculation of connection load-carrying capacity. Attention is given to the expressions for calculating the load-carrying capacity of timber-steel connections with external steel plates in single-shear connections, since the expressions for double-shear and multiple-shear connections are based on them. The pre-factors (1.05 and 1.15) preceding the ductile failure modes (with plastic hinges in the fastener) are omitted from the presented expressions. They compensate for differences in the partial safety factors γ_M for timber and steel and for the influence of moisture and load duration (modification factor k_{mod}) and are applied when determining the design value of connection load-carrying capacity. The influence of the "rope" effect is also deliberately omitted, so that only the Johansen component of connection load-carrying capacity is considered. According to Eurocode 5, the "rope" effect is added to the Johansen component using simplified rules that in many cases do not agree with experimental research, and it significantly increases the load-carrying capacity and changes the connection failure mode. This portion of the load-carrying capacity has been omitted here to avoid the influence of these secondary effects.

2.1. FIRST GENERATION OF EUROCODE 5 (EN 1995-1-1:2004)

According to the currently valid Eurocode 5 (EC5-1), the influence of the steel plate on connection load-carrying capacity is treated by classifying it according to the t/d ratio and

accordingly applying the corresponding Johansen expressions (expressions (1) and (2)), which are defined depending on the connection failure mode (Figure 1). The connection load-carrying capacity is determined by taking the calculated minimum value obtained from the presented expressions, based on which the failure mode of the connection that will occur is estimated (that is, which expression gave the minimum value). If the t/d ratio falls between the prescribed limits (0.5 and 1), linear interpolation of the calculated load-carrying capacities for these two limiting cases is performed. This implicitly considers that for a t/d≤0.5 ratio, free rotation of the fastener within the plate is achieved, while for t/d>1 ratios, rotation is prevented, implying complete restraint of the fastener within the plate (that is, the occurrence of a plastic hinge in the fastener). In these models, only the influence of timber (t_1 and f_{h1}) and the fastener (d and $M_{y,Rk}$) is considered, while the mechanical characteristics of the plate and its load-carrying capacity are neglected. Such an approach is a rough approximation of the real behavior of timber-steel connections: the boundary conditions are strictly defined without clear theoretical grounding regarding the degree of restraint or the influence of the mechanical characteristics of the plate and the fastener, while intermediate cases are described by a simple linear function between the limiting cases. This calculation approach does not allow precise prediction of mixed failure modes (between the limiting cases), neither does it account for the influence of local plate behavior (bearing and tilting) on connection load-carrying capacity, which results in significant deviations from experimentally obtained results.

Thin steel plates in single-shear connections (t/d≤0.5):

$$F_{v,Rk} = min \begin{cases} 0{,}4\, f_{h1,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h1,k} \cdot d} & (b) \end{cases} \tag{1}$$

Thick steel plates in single-shear connections (t/d>1):

$$F_{v,Rk} = min \begin{cases} f_{h1,k} \cdot t_1 \cdot d & (c) \\ f_{h1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h1,k} \cdot d \cdot {t_1}^2}} - 1 \right] & (d) \\ 2\sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h1,k} \cdot d} & (e) \end{cases} \tag{2}$$

where:

$F_{v,Rk}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;

f_{h1} is the characteristic embedment strength in the timber member;

t_1 is the smaller of the thickness of the timber side member or the penetration depth;

d is the fastener diameter;

$M_{y,Rk}$ is the characteristic fastener yield moment.

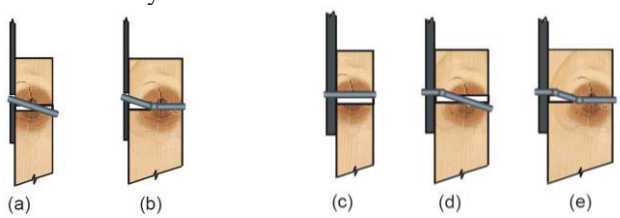


Figure 1: Failure modes for timber-steel connections according to EC5-1 [11]

2.2. SECOND GENERATION OF EUROCODE 5 (prEN 1995-1-1:2023)

With this significant contribution of the second generation of Eurocode 5 (EC5-2), the basic expressions developed for timber-timber connections have been generalized (expression (3), Figure 2) and extended to other materials, including steel in timber-steel connections, emphasizing the importance of the ratio of embedment strengths in both connection elements. Through the adopted modification of the existing coefficient β (expression (4)), the influence of

the steel plate (through t_{h2} and f_{h2}) is taken into account in the connection load-carrying capacity and depends on the t_{h2}/d ratio. As stated, owing to this modification, the strict boundary between thin and thick plates is eliminated, and they no longer need to be considered separately; instead, a continuous transition between different failure modes is achieved. Although this introduced modification appears to take into account, to some extent, the degree of restraint of the fastener within the plate through the t_{h2}/d ratio and the correction of f_{h2} (i.e., β), it nevertheless remains strictly tied to the newly adopted limits (dependent on the t_{h2}/d ratio) prescribed for determining the coefficient k_{pl}, which reduces the embedment strength of the steel plate f_{h2}. These limits are the same ones that were previously used to classify plates as thin and thick, i.e., $k_{pl}=0.5$ for the case $t_{h2}/d\leq 0.5$, $k_{pl}=1$ for the case $t_{h2}/d>1$, while for intermediate values of the t_{h2}/d ratio, the coefficient k_{pl} is determined by linear interpolation. There is an error in the notation of the coefficient k_{pl} in the draft EC5-2 (prEN 1995-1-1:2023), where instead of t_{h2}/d the notation d/t_{h2} currently appears (see [11]). An explanation for the adoption of this coefficient was given by Bruhl in [11], where it is stated that comparing the equations according to EC5-1 and EC5-2 indicates that for plates with a t_{h2}/d ratio smaller than 1, significant increases in load-carrying capacity occur (see Figure 7a in [11]). A significant influence on these increases in connection load-carrying capacity results from the formation of a plastic hinge in the plate for t_{h2}/d ratios considerably smaller than 1 (see Figure 6 in [11]), i.e., that for smaller t_{h2}/d ratios, a higher tensile strength value of the steel plate f_{uk} is required compared to larger t_{h2}/d ratios in order for a plastic hinge to form in the fastener within the steel plate. It is also stated in [11] that no experimental test results exist for a detailed assessment of this effect, and in order to account for the effect of partial restraint, the coefficient k_{pl} has been introduced, by which the embedment strength of steel f_{h2} is reduced by 50% for t_{h2}/d ratios smaller than 0.5. Through this procedure, for $t_{h2}/d\leq 0.5$ ratios, the connection load-carrying capacity is fictitiously reduced, thereby compensating for the previously mentioned significant increases in load-carrying capacity, as well as the effects of the gap between the fastener and the hole, and local plastic deformation of the plate in the vicinity of the fastener, which are not covered by the primary Johansen component of load-carrying capacity. In the only study addressing this issue, Feng et al. [9] compared the load-carrying capacities calculated according to EC5-2 with the experimental results and found that the calculated values significantly underestimate the test data. They therefore proposed a correction of the expression for k_{pl} for ratios $t_{h2}/d\leq 1$ and further suggested that the Johansen expressions could be corrected to account for the degree of restraint through the coefficient φ, following Vella et al. [8]. Although, as a rule, the embedment strength of steel f_{h2} should be determined according to prEN 1993-1-8:2023 [12] (EC3-1.8), the draft EC5-2 recommends a value of 600 MPa for all types of steel. According to this, EC5-2 distances itself from the high f_{h2} values that can be determined according to EC3-1.8 ($f_{h2}\approx 3\cdot f_{uk}$, where f_{uk} is the tensile strength of the plate) and prescribes considerably lower values, on the order of $1.5\cdot f_{uk}$ to $2\cdot f_{uk}$, corresponding to the case where deformations due to bearing of the steel must be limited (according to EC3-1.8).

$$F_{D,k} = min\begin{cases} f_{h,1,k}\cdot t_{h1}\cdot d & (a) \\ f_{h,2,k}\cdot t_{h2}\cdot d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k}\cdot t_{h1}\cdot d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta+2\beta^2\left[1+\frac{t_{h2}}{t_{h1}}+\left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}}\right)^2\right]+\beta^3\left(\frac{t_{h2}}{t_{h1}}\right)^2}-\beta\left(1+\frac{t_{h2}}{t_{h1}}\right)\right] & (c) \\ \frac{f_{h,1,k}\cdot t_{h1}\cdot d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta)+\frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k}\cdot d\cdot {t_{h1}}^2}}-\beta\right] & (d) \\ \frac{f_{h,1,k}\cdot t_{h2}\cdot d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta)+\frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k}\cdot d\cdot {t_{h2}}^2}}-\beta\right] & (e) \\ \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2\cdot M_{y,k}\cdot f_{h,1,k}\cdot d} & (f) \end{cases} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \tag{4}$$

$$f_{h,2,k} = k_{pl} \cdot 600 \tag{5}$$

where:

$F_{D,k}$ is the characteristic load-carrying capacity per shear plane per fastener;

$f_{h1,k}$ is the characteristic embedment strength in member 1 (timber);

$f_{h2,k}$ is the characteristic embedment strength in member 2 (steel plate);

k_{pl} is the factor accounting for fastener clamping in the steel plate (for outer steel plates: k_{pl}=0,5 for $t_{h2}/d \leq 0,5$, k_{pl}=1 for $t_{h2}/d>1$, with interpolation for intermediate ratios t_{h2}/d);

t_{h1} is the thickness of member 1 (timber);

t_{h2} is the thickness of member 2 (steel plate);

β is the ratio of embedment strengths $f_{h2,k}/f_{h1,k}$.

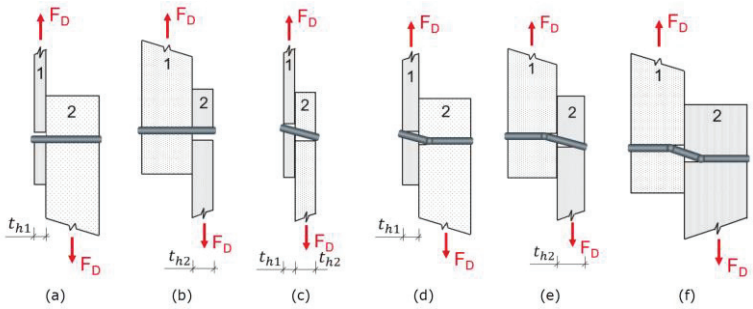


Figure 2: Failure modes for timber-steel connections according to EC5-2 [11]

3. IMPROVED ANALYTICAL MODEL FOR TIMBER-STEEL CONNECTIONS

A question arises as to whether the approach introduced by EC5-2 as a modification is on the safe side, and whether, through this fictitious modification of the coefficient β (≠const.), which is otherwise responsible for accounting for the different properties of timber (different timber species or the influence of the angle of force relative to the grain direction), its fundamental role within the Johansen expressions for connection load-carrying capacity has been compromised. Starting from the model proposed by Vella et al. in [8], which has proven to be a reliable solution, improved expressions for calculating the load-carrying capacity of timber-steel connections have been derived (expression (6)). Since the model is based on the moment capacity of thin plates M_{csf}, a correction of the plate moment capacity was carried out in order to cover a wider range of steel plate thicknesses applied in timber-steel connections.

If, in the existing expressions for timber-timber connections according to EC5-2 (expression (3)), the degree of restraint of the fastener within the plate is taken into account through the coefficient $\varphi=M_{spl}/M_{y,k}$ ($\leq$1.0), and considering the modification of only two types of ductile connection failure (failure modes (f) and (d)) into which this effect can be incorporated, a set of four expressions (expression (6)) is obtained, covering all connection failure modes. In the absence of a more precise definition of the moment capacity of the steel plate, M_{spl} can be determined using expression (7). This approach is based on the approximation of a rectangular stress distribution f_{h2} across the plate thickness t_{h2}, where the embedment strength of the steel plate is determined according to EC3-1.8 [10] as $f_{b,RD}=F_{b,Rd}/(d \cdot t_{h2})=k_m \cdot \alpha_b \cdot f_{y,k}$. In deriving expression (7), the yield strength $f_{y,k}$ was adopted instead of the tensile strength $f_{u,k}$ of the plate, in order to account for the gradual plastification of the plate (resulting from bearing and tilting) and the non-uniform stress distribution in thicker plates, which influences the degree of restraint of the fastener within the plate through the coefficient φ. In the limiting case when $M_{spl} \rightarrow 0$ (when $\varphi \rightarrow 0$), the failure mechanisms are modified directly through the coefficient φ as follows: failure

mechanism (f) transitions into failure mechanism (e) (f→e, where this failure mode in expression (6) is now referred to as failure mode (f-e)), while failure mechanism (d) transitions into failure mechanism (c) (d→c, where this failure mode in expression (6) is now referred to as failure mode (d-c)), while failure mechanisms (a) and (b) remain identical to those defined in the EC5-2 draft (Figure 3). Furthermore, since the embedment strength of the steel plate is defined as $f_{h2}=k_m \cdot \alpha_b \cdot f_{u,k}$ (according to EC3-1.8), and depends solely on the mechanical properties of the plate ($f_{u,k}$) and the fastener ($f_{ub,k}$), the ratio $\beta=f_{h2,k}/f_{h1,k}$ remains constant. By implementing the moment capacity of the plate M_{spl} and a constant value of the coefficient β, the need for establishing strict boundaries between thin and thick plates is eliminated. The degree of restraint of the fastener within the plate (quantified by the coefficient φ) becomes directly dependent on the mechanical and geometric characteristics of the connection, such that a continuous transition between different failure mechanisms is established through the modified expressions. By implementing the coefficient φ, a considerably more precise description of connection behavior is achieved, since it directly defines the conditions for the formation of a plastic hinge in the fastener within the plate, thereby eliminating the approximations present in previous models, and the plastic deformation of the fastener within the steel plate becomes exactly defined, which contributes to the reliability of the load-carrying capacity calculation. It should also be emphasized that this approach makes it possible to describe transitional failure mechanisms between those strictly defined by Johansen theory. In this way, a reliable estimation of the degree of plastification of the fastener within the steel plate is achieved, leading to a more precise prediction of the failure mechanism itself.

$$F_{IM,k} = min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_{h1} \cdot d & (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_{h2} \cdot d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_{h1} \cdot d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)(\varphi \cdot M_{y,k})}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_{h1}{}^2}} - \beta \right] & (d-c) \\ \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{M_{y,k} \cdot (1+\varphi) \cdot f_{h,1,k} \cdot d} & (f-e) \end{cases} \tag{6}$$

$$M_{spl} = \frac{\alpha_1 \cdot d \cdot t_{h2}^2}{4} \cdot f_{y,k} \tag{7}$$

where:

$F_{IM,k}$ is the load-carrying capacity per shear plane per fastener (improved expression);

φ is the ratio of plate capacity moment to yield moment, $M_{spl}/M_{y,k}$ (≤ 1,0);

M_{spl} is the plastic moment of the steel plate;

$f_{y,k}$ is yield strength of steel plate;

$f_{h,2,k}$ is the embedment strength of member 2 (steel plate, $f_{h2,k}=k_m \cdot \alpha_b \cdot f_{u,k}=\alpha_1 \cdot f_{u,k}$ acc. to EC3-1.8 [12], where k_m is 1 (for steel grades up to S460) or 0,9 (steel grades equal to or higher than S460), and $\alpha_b=\min(e_1/d_0;3 \cdot f_{ub,k}/f_{u,k};3)$, where $f_{ub,k}$ ultimate tensile strength of fastener and $f_{u,k}$ ultimate tensile strength of steel plate).

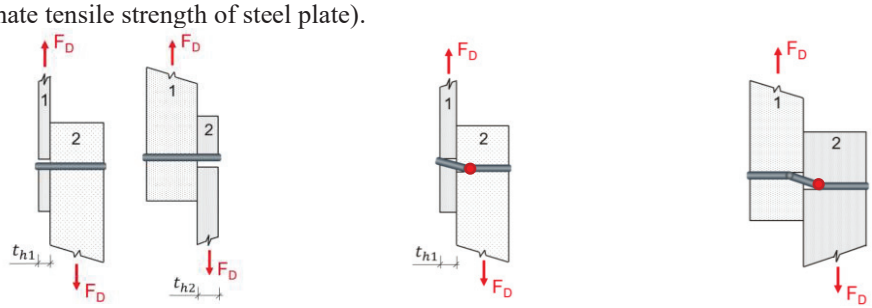


Figure 3: Failure modes of improved analytical model for timber-steel connections [11]

4. NUMERICAL SIMULATION OF EXPERIMENTAL TESTING OF TIMBER-STEEL CONNECTIONS

For the purpose of validating the improved analytical expressions, numerical models were developed using the FEMAP with NX NASTRAN software package. These models represent modified numerical models originally presented in the doctoral dissertation by Milić ([1], [13]). For the purposes of this study, two groups of numerical models were analyzed.

The first group of models was developed to validate the adopted material models, which was performed using the results of bolt bending tests. A complete overview of these numerical models is provided in paper [1]. For the improved analytical solution, the numerical M_y-α relationship was determined (Fig. 4a), from which it is possible to determine the characteristic yield moment value of the fastener M_y [14]. According to the numerical M_y-α relationship, the maximum yield moments are $M_{y(4.6),max}$=73510 Nmm and $M_{y(12.9),max}$=226155 Nmm, respectively. The yield moment, required for the design calculations according to EC5-2, is determined for the angle $\alpha=\alpha_1\cdot(2.78\cdot\rho_k/f_t)^{0.44}+\alpha_2$, as defined by the EN 409 [15]. Beyond the diameter-dependent rotation angle, the determination of the yield moment in accordance with EN 409 explicitly incorporates both characteristic timber density ρ and fastener tensile strength f_t, ensuring a more accurate representation of the connection's yield behavior [2]. Following this procedure, the yield moments M_y for bolt grade 4.6 are obtained as $M_{y(4.6,C18)}$=69463 and $M_{y(4.6,D30)}$=72208 Nmm, while for grade 12.9, it is $M_{y(12.9,C18)}$=222768 and $M_{y(12.9,D30)}$=224668 Nmm.

The second group of models represents a continuation of the research, analyzing a timber-to-steel-plate connection made using an M10 bolt. A multi-parametric numerical analysis was conducted to encompass all relevant failure modes. By varying the geometric and material characteristics, the following components were included: Timber classes: C18 and D30; Bolt grades: 4.6 and 12.9; Steel plate grades: S235 and S355; Steel plate thicknesses: 4 mm, 8 mm, and 12 mm. To enable a comparison between the numerical results and analytical solutions, the mechanical properties of all materials were adopted as nominal values. The improvement of the analytical expression is performed only for the part of the equation that accounts for the Johansen embedding strength, meaning that the rope effect was not analyzed in the numerical model.

To simulate the embedment behavior of timber under the pressure of the bolt shank parallel to the grain, equivalent line elements of the 2-node ROD type (two nodes with three degrees of freedom each) were modeled. The material model for timber was adopted according to the proposal by Gikonyo et al. [14] (Figure 4b), where the non-linear behavior is defined as a function of the curve shape parameter a and the density ρ. The curve shape parameter was adopted according to the recommendation (a=3), while the timber density was adopted according to the normative values: ρ_m=380 kg/m^3 (timber class C18), and ρ_m=640 kg/m^3 (timber class D30).

For modeling the bolt and the steel plate, an elastoplastic constitutive model was used, with the onset of yielding according to the von Mises criterion and multilinear behavior in the plastic range, as shown in Figure 4c. The bolt and the steel plate were modeled using 8-node SOLID finite elements (FE). The bolt head and shank were modeled as a single body, where the bolt shank has a diameter of 10 mm, and the head has a diameter of 16 mm and a length of 7 mm. The FE mesh size was set such that the bolt shank diameter (d = 10 mm) is divided into 6 parts, giving a mesh size of 1.67 mm. The FE mesh size of the steel plate was adopted such that the plate is divided through its thickness into 4, 8, and 12 segments, depending on the plate thickness (4, 8, and 12 mm). Since the bolt shank was modeled using volumetric elements and the timber using line elements, the contact between them was established by introducing intermediate surface elements of the 4-node PLATE type. These elements form the boundary of the hole surface – the contact shell. The connection between the surface elements of the contact shell and the line elements is realized through shared nodes. The contact shell elements form a cylindrical surface that surrounds the bolt shank, located at a distance of 0.10 mm from it. Since the contact shell serves as an intermediary between the line and volumetric elements, its influence on the mechanical behavior of the connection was minimized by applying a linear elastic material

model, with modulus of elasticity of E = 0.001 GPa and a thickness of 0.1 mm. The contact definition consists of a contact pair (target surface and contact surface) and the specific interaction behavior between them. Due to symmetry, only one half of the connection was analyzed. The model loading was applied as a prescribed nodal displacement, with an adopted value of 16 mm.

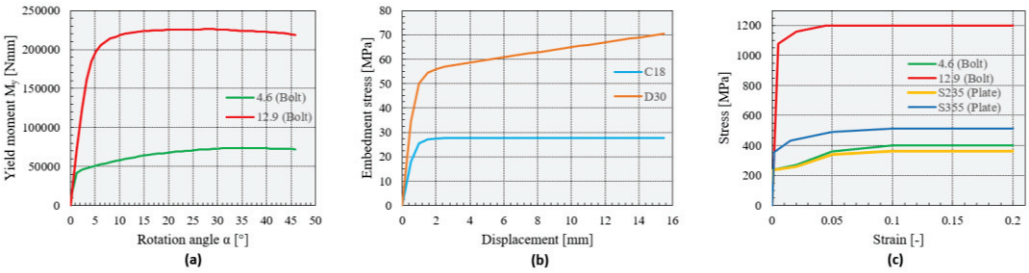


Figure 4: (a) Relationship between the bolt yield moment M_y and rotation angle α for bolt grade 4.6 and 12.9, (b) Adopted embedment stress-displacement curves for timber classes C18 and D30 and (c) Adopted stress-strain curves for used steel and bolt grades (right)

5. RESULTS

For validating the improved model for calculating the load-carrying capacity of timber-steel connections and for comparison with the numerical results and approach to EC5-2 (Table 1), mean values of the material mechanical properties given in Chapter 4 were used. While characteristic values are used in design to ensure safety, mean values enable a consistent comparison when analytical modeling is compared with the numerical simulations used to determine connection load-carrying capacity at the prescribed displacement of 15 mm [14].

Table 1: Load-carrying capacities of timber-steel connections determined through numerical simulations ($F_{v,num}$), according to EC5-2 ($F_{D,k}$) and IM ($F_{IM,k}$)

	$F_{v,num}$ [kN]			$F_{D,k}$ [kN]			$F_{IM,k}$ [kN]		
Sim. number	**4mm**	**8mm**	**12mm**	**4mm**	**8mm**	**12mm**	**4mm**	**8mm**	**12mm**
4.6/S235/C18	7.82 [e]	8.86 [f]	8.84 [f]	6.05 [e] -22.6%	7.85 [e] -11.4%	8.57 [f] -3.1%	7.24 [f-e] -7.4%	8.64 [f] -2.5%	8.64 [f] -2.3%
4.6/S235/D30	11.01 [e]	13.64 [f]	13.74 [f]	9.12 [e] -17.2%	11.60 [e] -14.9%	13.49 [f] -1.8%	11.49 [f-e] +4.3%	13.77 [f] +1.0%	13.77 [f] +0.2%
4.6/S355/C18	8.48 [f-e]	8.92 [f]	8.87 [f]	6.05 [e] -28.6%	7.85 [e] -12.0%	8.57 [f] -3.4%	7.51 [f-e] -11.4%	8.67 [f] -2.8%	8.67 [f] -2.3%
4.6/S355/D30	12.84 [f-e]	13.65 [f]	13.44 [f]	9.12 [e] -29.0%	11.60 [e] -15.0%	13.49 [f] +0.4%	12.39 [f-e] -3.5%	13.90 [f] +1.8%	13.90 [f] +3.4%
12.9/S235/C18	10.88 [e]	13.94 [d-c]	15.95 [d]	10.62 [e] -2.4%	11.65 [e] -16.4%	13.23 [c] -17.1%	11.61 [f-e] +6.7%	12.89 [d-c] -7.5%	14.33 [d] -10.1%
12.9/S235/D30	15.61 [e]	22.43 [e]	25.37 [f]	16.06 [e] +2.9%	17.44 [e] -22.2%	20.55 [e] -19.0%	18.23 [f-e] +16.8%	21.06 [f-e] -6.1%	24.30 [f] -4.2%
12.9/S355/C18	11.51 [e]	14.59 [d-c]	15.52 [d]	10.62 [e] -7.7%	11.65 [e] -20.1%	13.23 [c] -14.8%	11.80 [f-e] +2.6%	13.27 [d-c] -9.0%	14.37 [d] -7.4%
12.9/S355/D30	16.89 [e]	23.88 [f-e]	25.53 [f]	16.06 [e] -4.9%	17.44 [e] -27.0%	20.55 [e] -19.5%	18.91 [f-e] +12.0%	22.99 [f-e] -3.7%	24.52 [f] -4.0%

Based on the numerical simulations, Table 1 presents the connection load-carrying capacities $F_{v,num}$ determined for all the listed combinations of input parameters. In addition to the load-carrying capacities determined through numerical simulations, Table 1 also provides the calculated values of connection load-carrying capacities obtained using the analytical expressions according to EC5-2 ($F_{D,k}$) and the improved expressions - IM ($F_{IM,k}$). The table indicates the failure modes in square brackets, as well as the deviations of the analytical models ($F_{D,k}$ and $F_{IM,k}$) relative to the numerical values.

In Figure 5, to enable comparison of the numerical load-carrying capacities $F_{v,num}$ and to better understand the behavior of the analytical expressions depending on the t/d ratio, a comparison is presented of the load-carrying capacity predictions according to the analytical expressions of EC5-2 ($F_{D,k}$) and the improved expressions ($F_{IM,k}$), together with predictions according to EC5-1 ($F_{v,RK}$). For the purpose of comparing the estimated failure modes obtained through the analytical expressions according to EC5-2 and IM, Figure 6 shows the failure modes obtained through the numerical simulations.

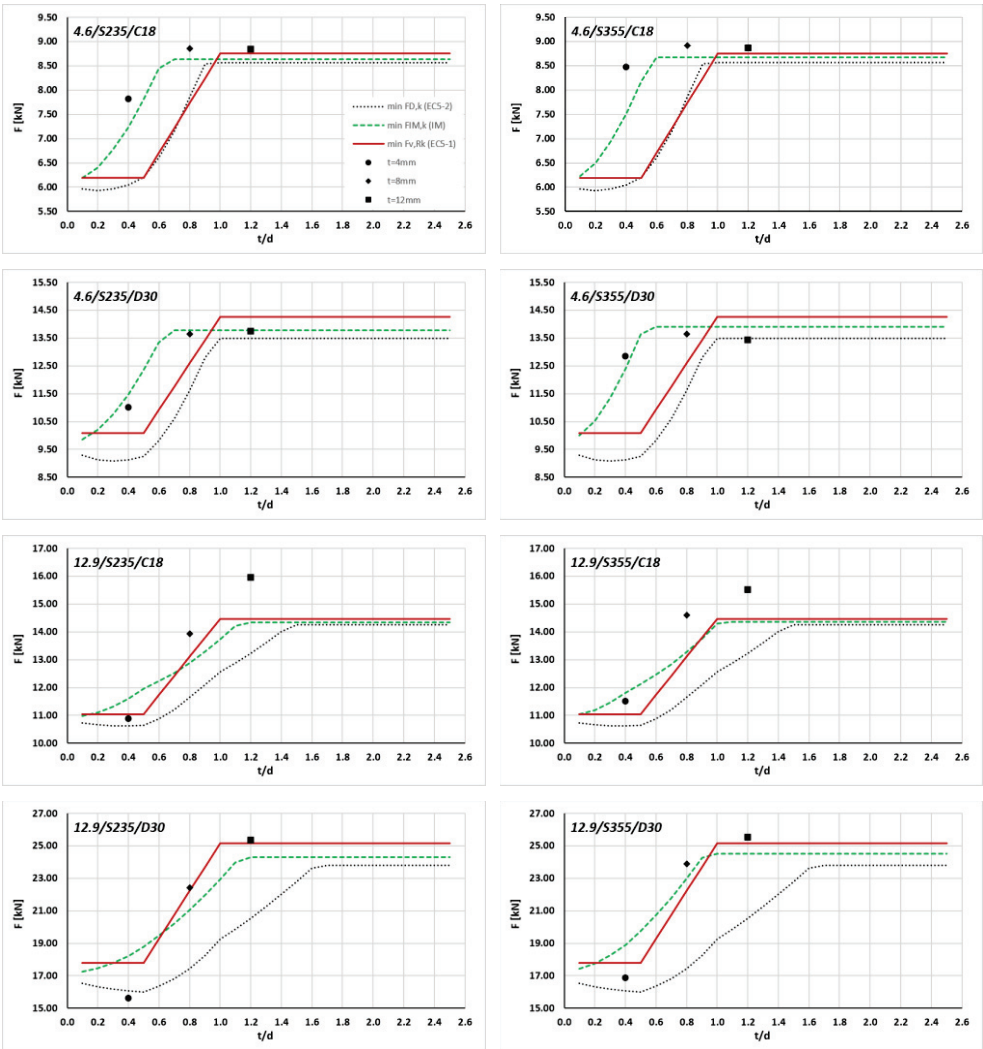


Figure 5: Comparison of the analytical expressions according to EC5-1 ($F_{v,Rk}$), EC5-2 ($F_{D,k}$), IM ($F_{IM,k}$) and the numerical values $F_{v,num}$

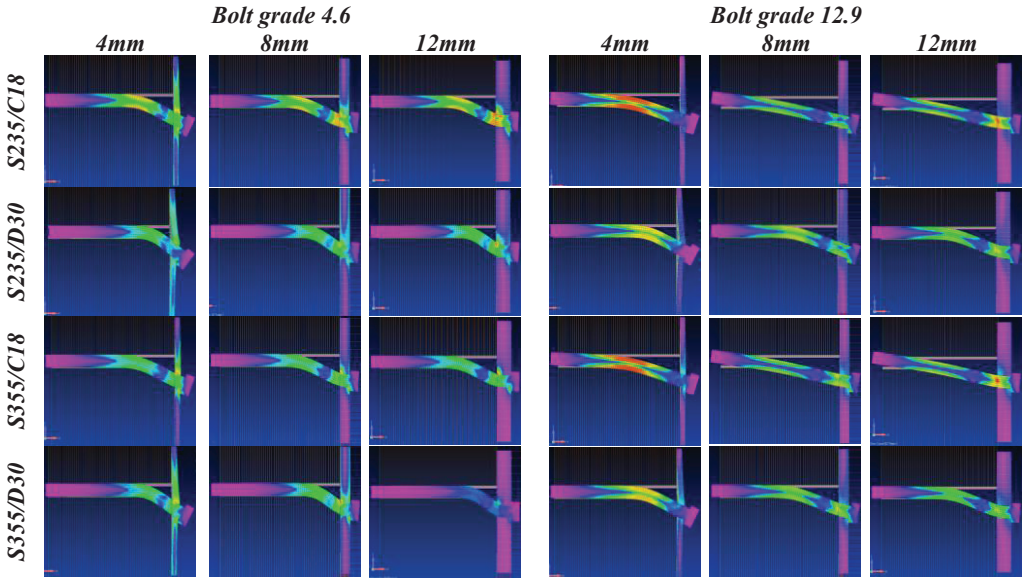


Figure 6: Failure modes of the investigated connections and stress distribution in the plate and fastener from numerical simulations

6. DISCUSSION AND CONCLUSION

Based on the presented results, it can be concluded that the proposed IM expressions, in terms of load-carrying capacity prediction and the achieved failure mode, show very good agreement with the numerical simulations, which are considered to represent the realistic behavior of timber-steel connections that would be obtained through experimental testing. It can be observed that the maximum deviations of the IM expressions relative to the numerical values are approximately ±10%, with the exception of connection model 12.9/S235/D30 (+16.8%), while the values according to EC5-2 underestimate the numerical values in most cases by approximately 10 to 30%. While the IM expressions follow the behavioral trend in terms of failure mode prediction and consequently connection load-carrying capacity for all t/d ratios, as can be seen in Figure 5, the expressions according to EC5-2, due to the introduced modification for t/d ratios below 1, yield significantly reduced load-carrying capacity values and different failure modes in certain cases. In the case where a bolt of grade 12.9 is applied, this trend is particularly pronounced when using EC5-2, and it can be observed that the formation of a plastic hinge in the fastener shifts to t/d ratios as high as 1.6. It should be emphasized that the expressions according to EC5-1 also provide good predictions in terms of both load-carrying capacity and failure mode, specifically for t/d ratios greater than 0.5. Furthermore, it can be observed that the trend (load-carrying capacity versus t/d) of the IM expressions is quite close to the expressions according to EC5-1 in the case of a grade 12.9 bolt, whereas for a grade 4.6 bolt this trend differs considerably for t/d ratios below 1. This indicates that the boundaries between thin and thick plates are defined very strictly in EC5-1, and the degree of restraint of the fastener in the plate is not taken into account when considering possible failure modes, which consequently means that the connection load-carrying capacity cannot be estimated more accurately. Considering the stress state and the formation of a plastic hinge in the fastener, both within the timber and at the interface with the steel plate (Figure 6), as well as the value of the coefficient φ in the IM expressions, it can be concluded that the behavior of the fastener within the connection can be very well captured through the coefficient φ. This conclusion is of particular significance, as it serves to draw designers' attention to the connection behavior, that is, to ensure a ductile failure mode during

design and to avoid brittle failures. The observations noted above, based on the presented results, indicate that the introduction of coefficient φ yields a more realistic stress state within the connection, namely the formation of a plastic hinge in the fastener at the contact with the plate, and that the proposed IM expressions have performed very well in comparison to the modification introduced by EC5-2. Since the IM expressions, in the absence of a better-defined moment capacity of the steel plate, are based on the introduced approximation using a uniform stress distribution in the plate, further research directions should focus on its more accurate determination. Additionally, for further validation of the IM expressions, experimental investigations need to be conducted in order to fully assess their limitations and applicability.

REFERENCES

[1] Milić M. Predlog novog rešenja za sprezanje čelika i unakrsno lameliranog drveta primenom ojačanih moždanika, doktorska disertacija, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Univerzitet u Nišu, 2023.

[2] Kuck E., Sandhaas C. Load-bearing behaviour of partially threaded screws in hardwood, Wood Material Science & Engineering, 17 (4), 2022, 283-298.

[3] EN 1995-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

[4] Ho A.-P., Ziegler J. W., Seim W. Extended analytical model for shear-loaded steel-to-timber connections with screws and profiled nails, Engineering Structures, 364, 2026, 123160.

[5] Zhao E., Song Q., Zhang X., Li S. Shear performance of H-shaped steel to novel inorganic-bonded bamboo composite connections: Experimental tests and prediction models, Engineering Structures, 331, 2025, 119975.

[6] Riepe J., Díaz J., Schänzlin J. An elasto-plastic model for the deformation of dowel-type fasteners based on Johansen's theory, Engineering Structures, 344, 2025, 121315.

[7] Yang D., Li H., Hong C., Lorenzo R. Performance of single-bolted laminated flattened-bamboo connection with steel plate under compression parallel to grain – An experimental and numerical study, Construction and Building Materials, 401, 2023, 132774.

[8] Vella N., Gardner L., Buhagiar S. Analytical modelling of cold-formed steel-to-timber connections with inclined screws, Engineering Structures, 249, 2021, 113187.

[9] Feng Z. R., Wang Y. C., Cunningham L. S. Behaviour of screw shear connections between oriented strand board and cold-formed steel sections under ambient and post-heating conditions: An experimental and analytical investigation, Engineering Structures, 334, 2025, 120209.

[10] prEN 1995-1:2023. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; draft prEN 1995-1-1:2023, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

[11] Bruhl F. Eurocode 5 – stiftförmige Verbindungsmittel, 26. Internationales Holzbau-Forum 2022, Band I Prolog VI, 2022, 246-256.

[12] prEN 1993-1-8:2023. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

[13] Milić M., Vacev T., Petronijević P., Nešović I., Zorić A., Paunović S., Matejević Nikolić B. Experimental Research and FE Model of a Bolted Steel-CLT Composite Connection, Periodica Polytechnica Civil Engineering, 68 (1), 2024, 8-22.

[14] Gikonyo J. W., Schweigler M., Bader T. K. Beam-on-Foundation modelling of dowel-type single fastener connections in cross laminated timber, Engineering Structures, 303, 2024, 117519.

[15] EN 409:2009. Timber structures - Test methods – Determination of the yield moment of dowel type fasteners, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

E-12
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026069H

Amina Hajdarević[1], Martin Vild[2], Filip Ljubinković[3], Luís Simões da Silva[3]

COMPARISON AND TUNING OF MACHINE LEARNING MODELS FOR COLUMN WEB PANEL IN TRANSVERSE COMPRESSION

Summary: The component method enables efficient design of steel joints by decomposing them into individual components characterized by their resistance and stiffness. This paper presents a machine learning-based approach for resistance prediction of the column web panel in transverse compression, based on a numerical dataset generated using IDEA StatiCa Connection. Three machine learning models are investigated and compared: a deep neural network, Random Forest, and XGBoost. Particular attention is given to the influence of model tuning on predictive performance, where the deep neural network is tuned using a manual sensitivity-based procedure, while Random Forest and XGBoost are tuned using grid search. The results highlight differences in model behavior, sensitivity to tuning, and overall prediction accuracy. The study emphasizes the importance of appropriate model selection and tuning when applying machine learning models to resistance prediction problems in steel joint design.

Keywords: machine learning, numerical design calculations, component method, column web in transverse compression

POREĐENJE I PODEŠAVANJE MODELA MAŠINSKOG UČENJA ZA PANEL REBRA STUBA USLED POPREČNOG PRITISKA

Rezime: Metoda komponenti omogućava efikasno projektovanje čeličnih spojeva njihovim razlaganjem na pojedinačne komponente, koje se opisuju pomoću otpornosti i krutosti. U ovom radu predstavljen je pristup zasnovan na mašinskom učenju za predviđanje otpornosti rebra stuba pri poprečnom pritisku, na osnovu numeričkog skupa podataka generisanog pomoću programa IDEA StatiCa Connection. Razmatrana su i upoređena tri modela mašinskog učenja: duboka neuronska mreža, Random Forest i XGBoost. Posebna pažnja posvećena je uticaju podešavanja modela na tačnost predviđanja, pri čemu je duboka neuronska mreža podešena pomoću ručne analize osetljivosti, dok su Random Forest i XGBoost podešeni primenom grid search metode. Rezultati ukazuju na razlike u ponašanju modela, njihovoj osetljivosti na podešavanje i ukupnoj tačnosti predviđanja. Studija naglašava značaj odgovarajućeg izbora i podešavanja modela pri primeni mašinskog učenja za predviđanje otpornosti u projektovanju čeličnih spojeva.

Ključne reči: mašinsko učenje, numerički proračun nosivosti, metoda komponenti, rebro stuba izložen poprečnom pritisku.

[1] Brno University of Technology, Institute of Steel and Timber Structures, Czech Republic, amina.hajdarevic@vutbr.cz
[2] Brno University of Technology, Institute of Steel and Timber Structures, Czech Republic
[3] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Portugal

1. INTRODUCTION

The design of steel joints increasingly relies on numerical approaches that extend beyond idealised code-based design expressions in EN 1993-1-8 [1]. Finite-element-based tools are now widely used for member and connection verification, reflecting the complexity of real joint behaviour and the dispersion often observed when simplified formulas are compared with experiments or high-fidelity simulations. In parallel, machine learning (ML) has been investigated as a complementary approach to traditional codified design methods for steel structures, particularly for resistance prediction problems [2,3].

Within this context, the component method remains an efficient and transparent framework for steel joint design. However, several components, including the column web panel in transverse compression, exhibit behavior that is difficult to capture fully using empirical parameters calibrated on limited experimental datasets and simplified boundary conditions [4,5].

In this study, a dataset generated using IDEA StatiCa Connection is used to train and evaluate machine learning models for resistance prediction of the column web panel in transverse compression. Although machine learning models can capture nonlinear relationships in numerically generated datasets, their performance depends strongly on model selection and hyperparameter tuning.

Therefore, this paper compares selected machine learning models and evaluates the influence of selected hyperparameter configurations on their predictive performance. Particular attention is given to prediction accuracy, bias, coefficient of variation, and the practical aspects of model tuning. A manual sensitivity-based tuning procedure is used to study key neural-network hyperparameters, while Random Forest and XGBoost models are tuned using grid search over selected hyperparameter ranges. The aim is to determine which of the investigated machine learning models provides the most accurate and consistent resistance predictions for the column web panel in transverse compression.

2. DATASET AND INPUT FEATURES

The numerical dataset was generated in IDEA StatiCa Connection using an automated Python-based workflow through the application REST API.

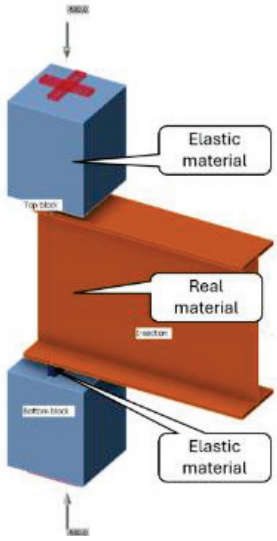


Figure 1: IDEA StatiCa parametrized model, description provided in [6]

Standard hot-rolled steel sections were used, including European IPE, HEA and HEB profiles, as well as American W sections.The inputs consist of section depth (D), flange width (B), flange thickness (t_f), web thickness (t_w), web–flange fillet radius (r_w), relative end distance ($x = \frac{e}{D}$), where (e) is the distance from the section end to the applied transverse load, relative bearing plate width ($a = \frac{t_p}{t_f}$), where (t_p) is the bearing plate thickness, limiting strain ε_{lim} and the yield strength (f_y). The final filtered dataset consisted of 9006 numerical models, and the target variable was the plastic resistance $F_{pl,Rd}$.

To describe the structure of the input space, a correlation matrix of the input and output variables was calculated, as shown in Figure 2.

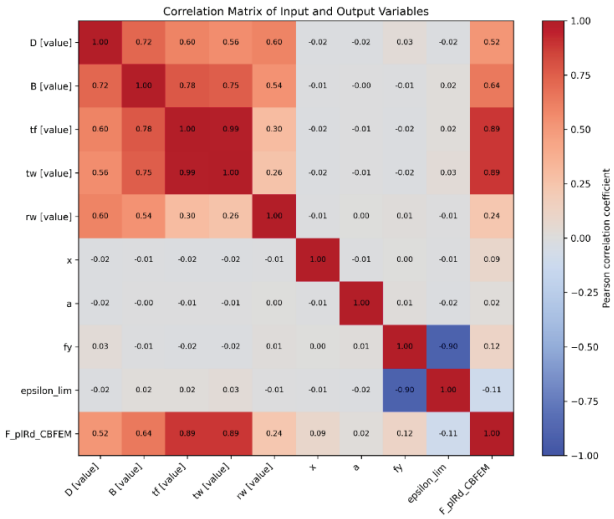


Figure 2: Correlation matrix of input and output features

The correlation matrix shows that the strongest linear relationship with the target resistance is observed for the flange thickness (t_f) and web thickness (t_w), both with a correlation coefficient of 0.89. At the same time, these two input variables are almost perfectly correlated with each other, with a correlation coefficient of 0.99. These were followed by the flange width (B), section depth (D), web–flange fillet radius (r_w), and yield strength (f_y), which also showed relevant, but lower, correlation with the target resistance.

3. MACHINE LEARNING MODELS

Three machine learning models were investigated and compared using the same dataset, input variables, target resistance, and evaluation metrics: Random Forest [7], and XGBoost [8] and a deep neural network (DNN) [9]. These models were selected because they represent different regression strategies commonly applied to structured engineering datasets. The DNN was chosen for its ability to learn complex patterns directly from the data. Random Forest was selected as a bagging-based ensemble method, while XGBoost was selected as a boosting-based ensemble method.

To ensure a consistent final comparison, the filtered dataset was divided into a training pool and an independent test set using an 80:20 split. Five-fold cross-validation (CV) was applied within the training pool for hyperparameter tuning and model selection. The CoV of the prediction-to-reference resistance ratio was adopted as the primary selection criterion, while (R^2) and bias were used as supporting performance metrics. After selecting the final hyperparameter

configuration, each model was retrained using the full training pool and evaluated on the independent test set.

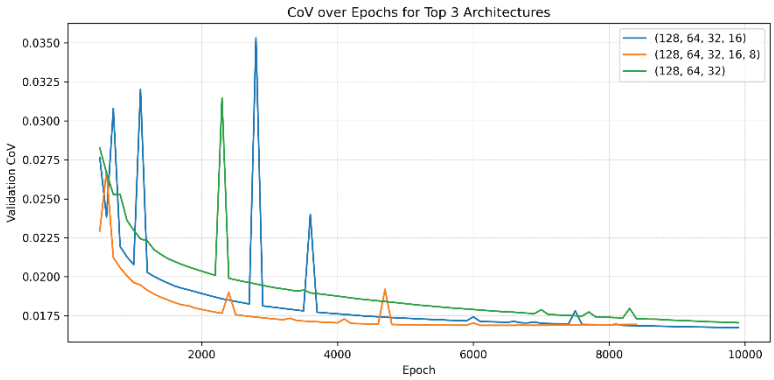
3.1. MANUAL SENSITIVITY STUDY OF THE DNN

For the deep neural network, a manual sensitivity study was carried out in order to select a suitable configuration before the final model comparison. This preliminary tuning stage was performed using a fixed 70:15:15 split into training, validation, and test subsets.

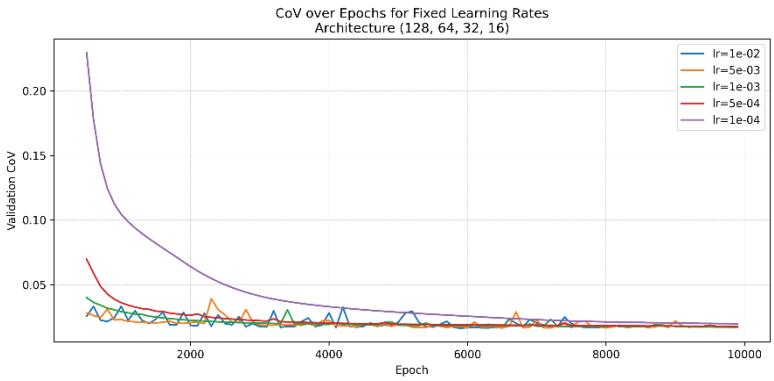
During each sensitivity study, one group of hyperparameters was varied while the remaining settings were kept fixed. The validation coefficient of variation of the prediction-to-reference resistance ratio was used as the main criterion for selecting the most suitable configuration.

The DNN models were implemented using the PyTorch deep learning framework [10]. Several network architectures were investigated, including architectures with different numbers of hidden layers and neurons. The investigated optimizers included SGD, SGD with momentum, Adagrad, RMSprop, Adam, and AdamW, while the tested activation functions included ReLU, LeakyReLU, ELU, GELU, SiLU, and tanh. Different weight decay values and learning rates were also examined to evaluate their influence on regularization, convergence speed, and the stability of the validation CoV during training.

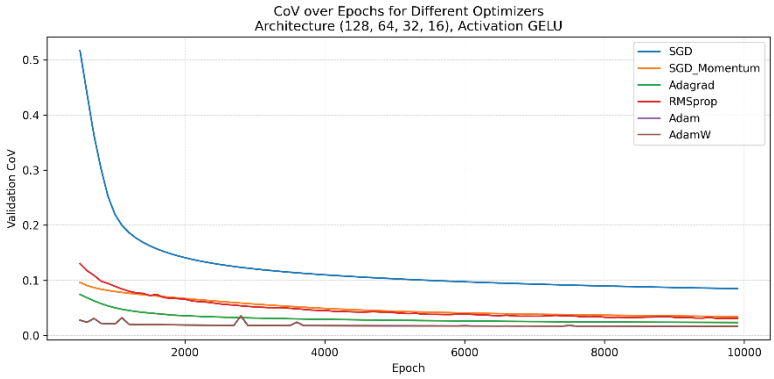
The results of the manual sensitivity study are shown in Figure 3.



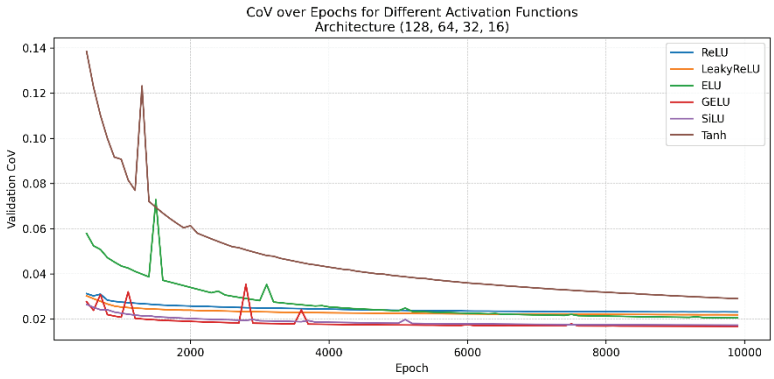
a)



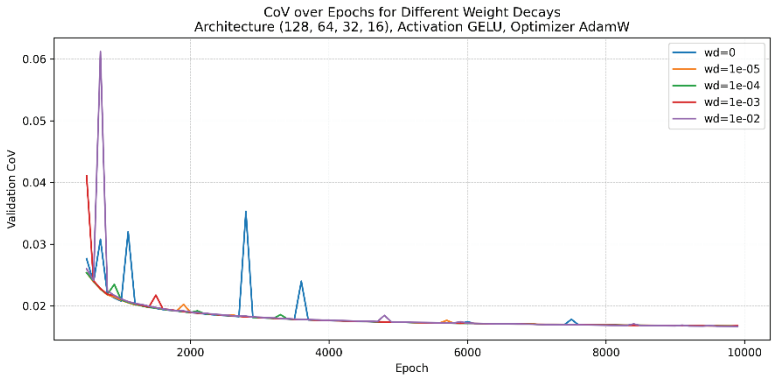
b)



c)



d)



e)

Figure 3: Manual sensitivity study of the neural network hyperparameters: influence of a) architecture, b) learning rate, c) optimizer, d) activation function, and e) weight decay on the validation CoV, over training epochs

The final selected DNN configuration consisted of the architecture (128, 64, 32, 16), GELU activation function, AdamW optimizer, learning rate (10^{-2}), and weight decay (10^{-2}). After this selection step, the DNN was retrained and evaluated using the same final evaluation procedure as the Random Forest and XGBoost models.

3.2. RANDOM FOREST

For the Random Forest model, a grid-based hyperparameter search was carried out, followed by additional checks around the best-performing parameter region until a performance plateau was observed. The tested values and the selected best configuration are summarized in Table 1.

Table 1: Hyperparameters of the Random Forest model search

Hyperparameter	Tested values	Best value
Number of estimators	100, 200, 400, 800, 1000, 2000	2000
Maximum tree depth	None, 10, 20, 30	None
Minimum samples for split	2, 5, 10	2
Minimum samples per leaf	1, 2, 4	1
Maximum number of features	sqrt, log2, all features (1.0)	1.0
Bootstrap sampling	True, False	True

3.3. XGBOOST

For the XGBoost model, a grid-based hyperparameter search was carried out, followed by additional checks around the best-performing parameter region until a performance plateau was observed. The tested values and the selected best configuration are summarized in Table 2.

Table 2: Hyperparameters of the XGBoost model search

Hyperparameter	Tested values	Best value
Number of estimators	800, 2000, 3000, 4000, 6000, 8000	8000
Maximum tree depth	3, 5, 7, 9	7
Learning rate	0.01, 0.02, 0.03, 0.05, 0.10	0.01
Subsample ratio	0.8, 1.0	0.8
Column sample ratio	0.8, 1.0	0.8
Minimum child weight	1, 3	3
L1 regularization	0.0, 0.01	0.0
L2 regularization	1.0, 5.0	1.0

4. RESULTS AND DISCUSSION

The final comparison of the selected models is summarized in Table 3. Among the investigated models, Random Forest showed the highest prediction scatter, with a mean CV CoV of 0.0654 and a test CoV of 0.0617. XGBoost improved the prediction accuracy, reducing the mean CV CoV and test CoV to 0.0295 and 0.0258, respectively. The best performance was obtained by the selected DNN configuration, which achieved the lowest mean CV CoV of 0.0179 and the lowest test CoV of 0.0184.

The corresponding test (R^2) values were 0.9933, 0.9981, and 0.9995 for Random Forest, XGBoost, and DNN, respectively. These values indicate that all three models captured the general relationship between the input parameters and the reference resistance with high accuracy. In addition, all models produced bias values close to 1.0, showing that no strong systematic overestimation or underestimation was observed. However, clear differences were found in the scatter of the prediction-to-reference resistance ratio. The DNN showed the lowest dispersion, followed by XGBoost, while Random Forest produced the largest scatter.

Table 3: Comparison of the three selected models' performance

Model	Mean CV Bias	Mean CV CoV	Std CV CoV	Mean CV (R^2)	Test Bias	Test CoV	Test (R^2)
Random Forest	1.0103	0.0654	0.0023	0.9908	1.0077	0.0617	0.9933
XGBoost	1.0040	0.0295	0.0018	0.9969	1.0034	0.0258	0.9981
DNN	0.9973	0.0179	0.0006	0.9992	0.9934	0.0184	0.9995

The predicted-to-reference resistance plots are shown in Figure 4. The plots confirm the differences in prediction scatter observed in Table 3. Random Forest shows the widest scatter, particularly at higher resistance values. XGBoost produces a more compact distribution around the ideal prediction line, while the DNN gives the narrowest scatter and the closest overall agreement with the reference values.

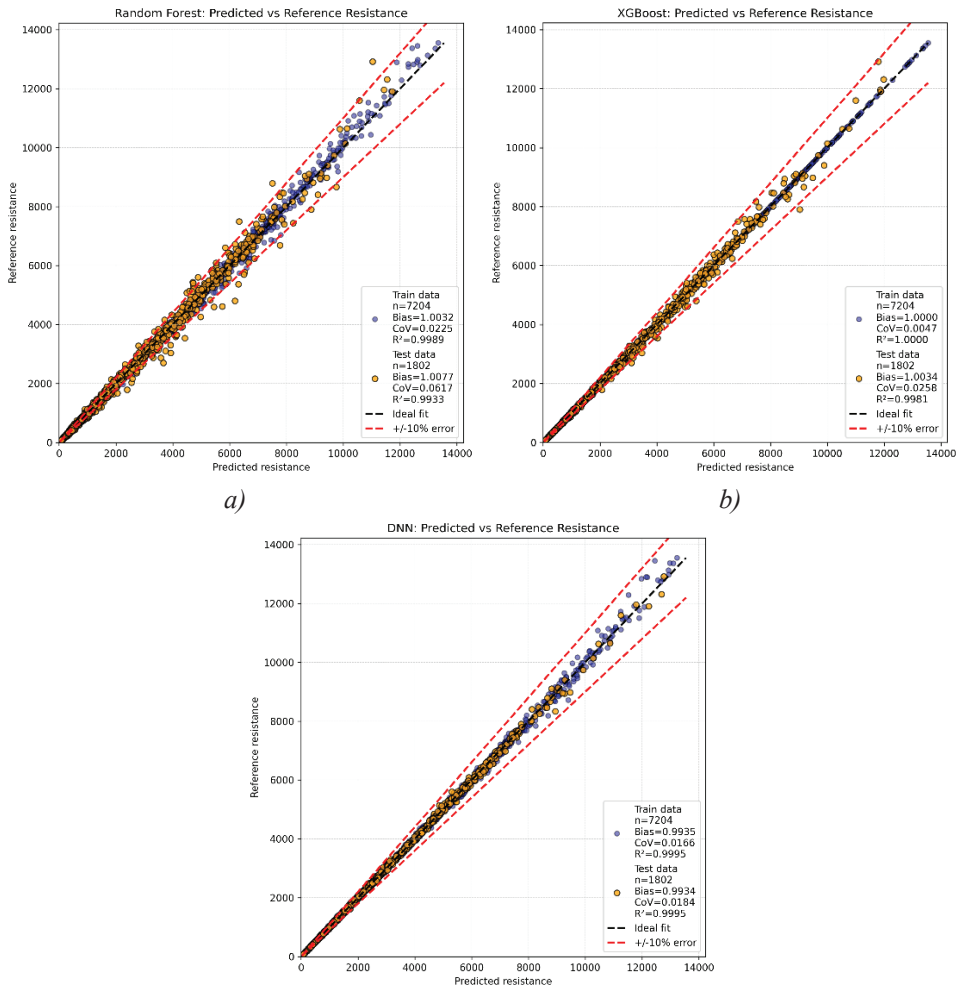


Figure 4: Predicted versus reference resistance for the selected models: a) Random Forest; b) XGBoost; c) DNN

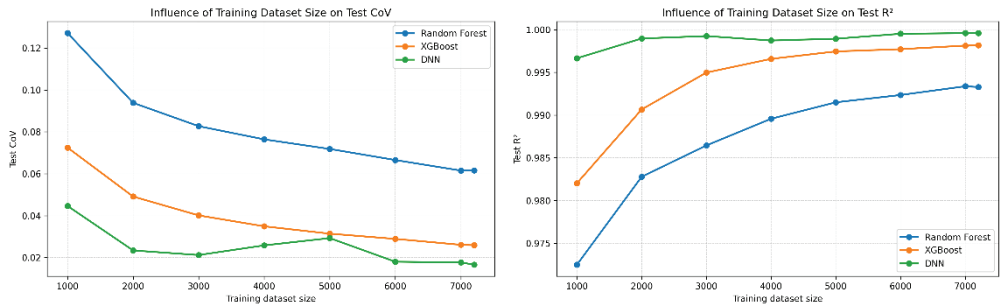
In addition to the main performance metrics, the ratio between test CoV and training CoV was evaluated for the final selected models as an additional indicator of possible overfitting. The minimum and maximum values of the prediction-to-reference resistance ratio (F_{pred}/F_{ref}) were also calculated on the independent test set to identify possible outlier predictions. These results are summarized in Table 4.

Table 4: Generalization and outlier diagnostics for the selected models

Model	Train CoV	Test CoV	Test/Train CoV	Test ratio range (F_{pred}/F_{ref})
Random Forest	0.0225	0.0617	2.75	0.8039–1.3655
XGBoost	0.0047	0.0258	5.44	0.9130–1.1574
DNN	0.0166	0.0184	1.11	0.9090–1.0766

The generalization analysis shows that Random Forest had the largest test scatter and the widest test ratio range, indicating the largest extreme deviations among the investigated models. XGBoost achieved a low test CoV and a relatively narrow test ratio range, although its test/train CoV ratio was higher due to the very small training CoV. In contrast, the DNN showed only a small increase from training CoV to test CoV and had the narrowest overall test ratio range. This indicates good generalization and no strong evidence of overfitting for the selected DNN configuration.

Since the generation of numerical data is computationally demanding, an additional dataset-size sensitivity analysis was performed.



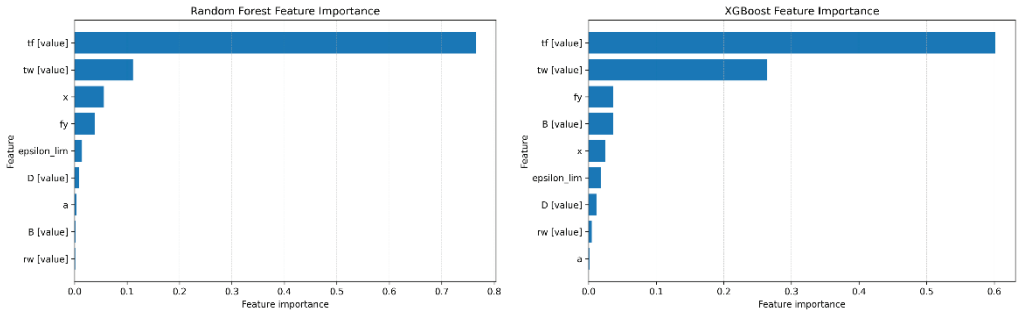
a) *b)*

Figure 5: Influence of training dataset size on model performance: a) test CoV; b) test (R^2)

As shown in Figure 5, the test CoV generally decreased as the training dataset size increased. Random Forest showed the highest scatter for all investigated training sizes, while XGBoost achieved substantially lower CoV values. However, the DNN consistently provided the lowest test CoV, even for the smallest subset of 1000 samples. DNN requires the least amount of samples. Adding more than 3000 samples does not significantly increase the performance of DNN anymore.

The corresponding (R^2) values increased with training dataset size for all models. The DNN maintained the highest (R^2) values over the full investigated range, followed by XGBoost and Random Forest. These results confirm that the selected DNN configuration remained the most accurate model even when reduced training datasets were used.

As a supplementary analysis, the built-in feature-importance measures of the selected tree-based models were evaluated, as shown in Figure 6. Since Random Forest and XGBoost are based on ensembles of decision trees, they provide built-in measures that estimate the relative importance of input variables from the trained model structure [7,8]. In this study, these values were used only to examine the behaviour of the tree-based models and to support the discussion of the input-variable relationships.



a) *b)*

Figure 6: Built-in feature importance of the selected tree-based models: a) Random Forest; b) XGBoost

The feature-importance results reflect the behaviour of the trained tree-based models within the investigated dataset. As shown in Figure 6, both Random Forest and XGBoost assigned the highest importance to the flange thickness (t_f), followed by the web thickness (t_w). This is consistent with the correlation matrix shown in Figure 2, where both thickness parameters exhibited the strongest linear correlation with the target resistance. However, some differences were observed for the remaining variables. In the Random Forest model, the next most relevant parameters were the relative end distance (x) and yield strength (f_y), while in XGBoost, the next most relevant parameters were (f_y) and flange width (B).

Overall, the results suggest that section thickness parameters contain a large part of the predictive information used by the tree-based models. In addition, the high importance assigned to (t_f) can be explained by the role of the column flange in load spreading: as the load is transferred through the flange, the flange thickness affects the effective width of the column web resisting transverse compression.

5. CONCLUSIONS

This paper compared a deep neural network, Random Forest, and XGBoost for predicting the resistance of the column web panel in transverse compression using 9,006 numerical models generated in IDEA StatiCa Connection. All models were evaluated using the same input variables, 80:20 training–test split, five-fold cross-validation procedure, and performance metrics, with the coefficient of variation of the predicted-to-reference resistance ratio adopted as the primary model-selection criterion.

All three selected models achieved high predictive accuracy, with test (R^2) values of 0.9933, 0.9981, and 0.9995 for Random Forest, XGBoost, and the DNN, respectively. However, substantially greater differences were observed in the prediction scatter. Random Forest obtained a test CoV of 0.0617, XGBoost reduced it to 0.0258, and the DNN achieved the lowest value of 0.0184. Thus, compared with Random Forest, XGBoost reduced the test CoV by approximately 58%, while the DNN reduced it by approximately 70%. The DNN also achieved a test CoV approximately 29% lower than that of XGBoost. The same ranking was obtained during cross-validation, where the mean CoV values were 0.0654, 0.0295, and 0.0179, respectively. All test bias values remained close to unity, ranging from 0.9934 to 1.0077, indicating no substantial systematic overestimation or underestimation.

The generalization analysis further supported the selection of the DNN. Its CoV increased only from 0.0166 on the training set to 0.0184 on the test set. It also produced the narrowest test prediction-ratio range, 0.9090–1.0766, compared with 0.9130–1.1574 for XGBoost and 0.8039–1.3655 for Random Forest. These results indicate that the selected DNN provided the most accurate and consistent predictions without strong evidence of overfitting.

The dataset-size sensitivity analysis showed that the DNN retained the lowest test CoV and the highest test (R^2) for all investigated training-set sizes, including the smallest subset of 1,000 samples. Its performance improved as the dataset increased to approximately 3,000 samples, after which the additional improvement was limited. This indicates that, for the investigated parameter space, the selected DNN can achieve high predictive performance using a substantially reduced portion of the complete numerical dataset.

The correlation and feature-importance analyses identified flange thickness (t_f) and web thickness (t_w) as the dominant input variables, both having a correlation coefficient of 0.89 with the target resistance. Their importance is consistent with the mechanical role of the flange and web in transferring and resisting transverse compression. However, because (t_f) and (t_w) were highly correlated with each other, their individual importance values should be interpreted with caution.

Overall, among the three investigated and tuned models, the DNN provided the best balance of accuracy, low prediction scatter, and generalization. Future work will extend the numerical dataset, validate the models against experimental results, and use a systematic ablation study to determine whether the number of input variables can be reduced without a relevant loss of predictive accuracy.

ACKNOWLEDGEMENT

The financial support of project FAST-S-26-9017 is gratefully acknowledged.

REFERENCES

[1] CEN. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.

[2] Thai H.-T. Machine learning for structural engineering: A state-of-the-art review, Structures, 38, 2022, 448–491. (no change needed)

[3] Ljubinković F., Carvalho A., Freire F., Conde J., Simões da Silva L. Towards stochastic characterization of welded beam-to-column steel joints using artificial neural networks, Structural Engineering International, 35 (4), 2025, 617–633.

[4] Conde J., Freire F., Ljubinković F., Vild M., Simões da Silva L. Welded beam-to-column steel joints: Assessment of European design rules, Thin-Walled Structures, 199, 2024, 111844.

[5] Balázs I., Pešek O., Horáček M., Vild M. Numerical and experimental verification of column web in transverse compression, Thin-Walled Structures, 203, 2024, 112267.

[6] Hajdarević A., Vild M., Müller A., Çakır T. Machine learning for column web panel in transverse compression component, Eurosteel 2026, Kraków, Poland, 2026, in print.

[7] Breiman L. Random forests, Machine Learning, 45 (1), 2001, 5–32.

[8] Chen T., Guestrin C. XGBoost: A scalable tree boosting system, Proceedings of the 22nd ACM SIGKDD International Conference on Knowledge Discovery and Data Mining, 2016, 785–794.

[9] LeCun Y., Bengio Y., Hinton G. Deep learning, Nature, 521 (7553), 2015, 436–444.

[10] Paszke A., Gross S., Massa F., Lerer A., Bradbury J., Chanan G., et al. PyTorch: An imperative style, high-performance deep learning library, Advances in Neural Information Processing Systems, 32, 2019.

E-13
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026090P

Svetislav Popović[1], Marina Rakočević[2], Olga Mijušković[2]

A CAD-BASED REFINED ZIG-ZAG THEORY FINITE ELEMENT FRAMEWORK USING GMSH SOFTWARE

Summary: A computational framework for the structural analysis of laminated composite plates is presented. The framework combines geometry and mesh generation in Gmsh software with a Refined Zig-Zag finite element solver written by the author. The imported mesh provides the discretization of the computational domain, while the laminate definition, material data, stacking sequence, RZT kinematics, and analysis procedures remain part of the structural solver of the proprietary software. The paper describes data transfer, mesh topology recognition, local coordinates, external definition of boundary conditions and loads, and Visualization Toolkit (VTK)-based post-processing in ParaView software. The proposed approach provides a practical basis for the analysis of plates and flat-facet shell models with arbitrary CAD-based geometry.

Keywords: refined zig-zag theory, Gmsh, CAD geometry, finite element mesh, laminated plates, sandwich plates

MODEL KONAČNIH ELEMENATA ZASNOVAN NA CAD-U PREMA UNAPRIJEĐENOJ CIK-CAK TEORIJI UZ KORIŠĆENJE SOFTVERA GMSH

Rezime: Predstavljeno je računsko okruženje za strukturnu analizu slojevitih kompozitnih ploča. Opisani okvir povezuje generisanje geometrije i mreže u programu Gmsh sa solverom konačnih elemenata zasnovanim na Unaprijeđenoj cik-cak teoriji (RZT). Importovana mreža obezbeđuje diskretizaciju proračunskog domena, dok definicija laminata, materijalni podaci, redosled slaganja slojeva, RZT kinematika i procedure analize ostaju dio strukturnog solvera sopstvenog softvera. Rad opisuje prenos podataka, prepoznavanje topologije mreže, lokalne koordinate, eksterno zadavanje graničnih uslova i opterećenja te postprocesiranje u ParaViewu zasnovano na formatu Visualization Toolkit (VTK). Predloženi pristup predstavlja praktičnu osnovu za analizu ploča i modela ljuski aproksimiranih ravanskim elementima sa proizvoljnom CAD geometrijom.

Ključne reči: unaprijeđena cik-cak teorija, Gmsh, CAD geometrija, mreža konačnih elemenata, slojevite ploče, sendvič ploče

[1] Ingenieurbüro Stengel, Munich, Germany, svetislav.popovic@rcstengel.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro

1. INTRODUCTION

The development of numerical analysis, also including a relatively complex mechanical framework of laminated composite and sandwich plates, often assumes initial implementation using simple rectangular domains. Such benchmark models are important because they make it possible to validate the implemented mechanical theory. However, practical plate or shell-type structures are rarely limited to domains that can be adequately represented by simple rectangular geometries. Cut-outs, curved boundaries, local reinforcements and load introduction regions often require a more flexible definition of the geometry domain and thus more freedom withing the meshing procedure.

For an individual researcher, a direct implementation of a complete CAD and meshing environment inside a finite element code does not represent an efficient development strategy. A more rational approach is to separate the initial step of the geometry and mesh preparation from the practical side of the mechanical solver. In the present framework, Gmsh is used for the geometric and meshing part, while the proprietary solver is used. The analysis in this framework is based on the implementation of the Refined Zig-Zag Theory (RZT) [1] within the Finite Element Analysis (FEA). In this way, the solver remains focused on the mechanical formulation, whereas Gmsh provides the geometric flexibility required for arbitrary Q4, T3, and mixed Q4/T3 meshes.

Gmsh [2-3] is an open-source finite element mesh generator with built-in geometry, mesh, solver-coupling and post-processing modules [2-3]. It can be controlled through its graphical interface, command-line interface, scripting language or application programming interface. The geometry module is based on a boundary representation of model entities, while the mesh module can generate triangular (T3), quadrilateral (Q4) and mixed surface meshes of various orders. For the present work, Gmsh is used primarily as a pre-processor, although its modular structure also provides a possible direction for future integration with a graphical user interface.

The aim of this paper is to describe the computational framework that connects a Gmsh-generated mesh with a RZT-implemented finite element solver. The material properties, layer sequence, layer thicknesses, material orientations, RZT functions and numerical analysis procedures remain defined within the proprietary software which governs the analysis of the structural model.

2. GENERAL STRUCTURE OF THE FRAMEWORK

The middle surface of the plate or shell-type structure is denoted by Ω. In the CAD-based framework, Ω is replaced by a discrete surface Ω_h imported from a mesh file:

$$\Omega \approx \Omega_h = \bigcup_{e=1}^{N_e} \Omega_e \,, \qquad \Omega_i \cap \Omega_j = \emptyset \tag{1}$$

for $i \neq j$ except at common edges or nodes.

The numerical model is therefore described by the properties referring to the set of nodal coordinates, the element connectivity and the element topology. For node i the coordinate vector is:

$$\mathrm{x}_i = [x_i \quad y_i \quad z_i]^T \tag{2}$$

An element is defined by its topology and by the ordered list of its nodes:

$$\Omega_e = \{\mathrm{type}_e, I_e\}, \qquad I_e = [i_1 \quad i_2 \quad \dots \quad i_{n_e}] \tag{3}$$

The number of nodes n_e determines the finite element type. In the present stage, 1st order three-node triangular (T3) and four-node quadrilateral (Q4) layered surface elements are considered:

$$\text{type}_e = T3 \quad \text{if } n_e = 3, \qquad \text{type}_e = Q4 \quad \text{if } n_e = 4 \tag{4}$$

The complete computational loop may be divided into the following stages: definition or import of the CAD geometry in Gmsh; generation of a surface mesh and optional recombination into quadrilateral or mixed elements; export of nodal coordinates, element connectivity and selected node or element groups; reading of the mesh and recognition of element topology in the RZT solver; assignment of laminate, material, layer and orientation data from the structural input model; application of boundary conditions and loads using external node or element lists; solution of the required static, vibration, dynamic or buckling problem; export of generalized displacements, reconstructed fields and stresses in VTK format.

This practical separation within the framework is important from a software-development point of view. Gmsh as a software which is widely used within the scientific community is responsible for geometry and mesh generation, while the RZT solver is responsible for the creation of mechanical model. The data exchange layer is deliberately simple: it transfers points, elements and sets. This also represents a natural basis for a future graphical interface, since such an interface would essentially generate the same model-definition record sets.

3. GEOMETRY AND MESH GENERATION IN GMSH

In Gmsh, a model is defined by topological entities. A surface is bounded by curves, curves are bounded by points, and physical groups may be used to assign engineering meaning to selected regions. For the present layered-plate element formulation, the imported geometry is interpreted as the reference middle surface of the laminate. The thickness is not meshed explicitly; it is introduced in the process by the laminate definition.

Two practical geometry definitions are relevant. The first one is a native Gmsh geometry, created by points, curves and surfaces in a .geo script or interactively in the graphical interface. The second one is an imported CAD geometry, for example from a STEP/ACIS/SAT file through the OpenCASCADE kernel. In both cases, the final object required by the RZT solver is a surface mesh.

Based on the software manual [2], the mesh generation procedure in Gmsh is bottom-up. Curves are discretized first, then surfaces are meshed using the already generated boundary mesh. This is useful for structural models because the analyst can control mesh density along loaded or supported boundaries before the surface mesh is generated. The surface mesh may be triangular, quadrilateral or mixed. Quadrilateral meshes may be obtained by structured transfinite meshing, extrusion-based procedures or recombination of triangular meshes.

The choice of algorithm is problem-dependent. Delaunay-type algorithms are efficient for large plane surfaces and complex mesh size fields. Frontal-Delaunay algorithms are useful when high element quality is desired. MeshAdapt-type algorithms rely on local mesh modifications, such as edge swaps, splits and collapses, and are often robust for complex curved surfaces. In the present framework the meshing algorithm is thus not embedded in the structural solver; it is selected in Gmsh according to the geometry and desired element topology.

4. IMPORTED MESH DATA

The imported mesh contains a list of nodes and a list of elements. Let the total number of nodes be N_n. Each node carries seven generalized RZT degrees of freedom:

$$\mathrm{d}_i = [u_i \quad v_i \quad w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi} \quad \psi_{xi} \quad \psi_{yi}]^T \tag{5}$$

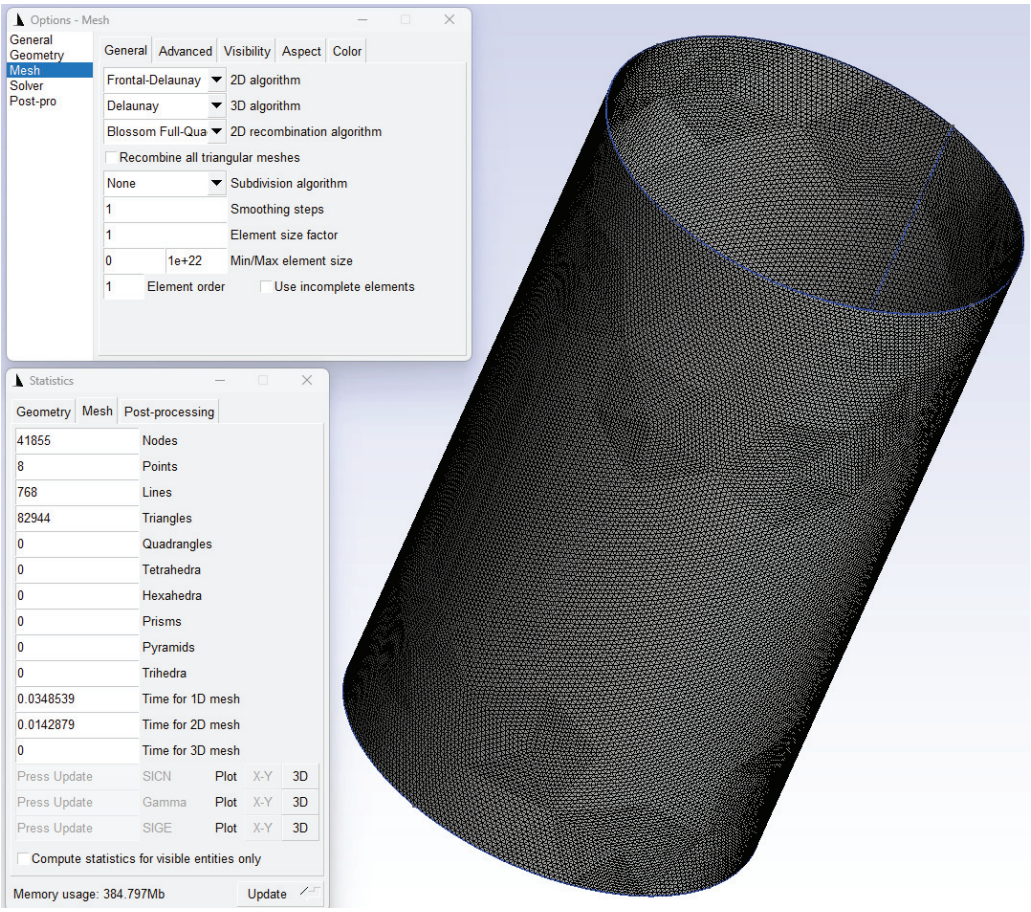


Figure 1: Mesh creation inside Gmsh software

The element vector is obtained by collecting the nodal vectors of the element:

$$\mathrm{d}_e = \begin{bmatrix} \mathrm{d}_{i_1}^T & \mathrm{d}_{i_2}^T & \dots & \mathrm{d}_{i_{n_e}}^T \end{bmatrix}^T \tag{6}$$

The corresponding Boolean assembly operator $\mathbf{A}_e$ maps the element vector to the global displacement vector $\mathbf{d}$:

$$\mathrm{d}_e = \mathrm{A}_e \mathrm{d} \tag{7}$$

The imported mesh does not need to have a regular row-column structure. The only requirements are that the nodal coordinates are unique within a selected tolerance, that the element connectivity is valid, and that the element orientation is consistent. If coincident nodes are present in the mesh file, they must be merged or treated explicitly, because duplicated nodes create artificial separation of the finite element domain.

For a flat plate mesh, the z-coordinate of all nodes is often constant. For a flat-facet shell approximation, the nodes are not coplanar globally, but each finite element is treated as a locally planar plate element. The element normal and local in-plane axes are then constructed from the imported element geometry.

Due to the nature of the laminate composite materials, which have layers with arbitrarily oriented fibers, the mechanical meaning of the material axes must be separated from the global CAD axes. When working with a rectangular plate aligned in the global xy-plane, it's common to align the local element axes with the global axes. However, for imported geometries – particularly

shell-type surfaces – this alignment may not be adequate for effectively creating the model. Thus, each element must have a local orthonormal basis.

Let the local element basis be defined by the unit vectors $e1$, $e2$ and $e3$. The vector $e3$ is normal to the element surface, while $e1$ and $e2$ span the local tangent plane:

$$\mathbf{e}_3 = \frac{\mathbf{a}_1 \times \mathbf{a}_2}{\|\mathbf{a}_1 \times \mathbf{a}_2\|}, \qquad \mathbf{e}_2 = \mathbf{e}_3 \times \mathbf{e}_1 \tag{8}$$

Here a1 and a2 are two independent geometric vectors constructed from the element nodes. The direction $e1$ may be obtained by projecting a prescribed reference vector r onto the local tangent plane:

$$\mathbf{e}_1 = \frac{\mathbf{r} - (\mathbf{r} \cdot \mathbf{e}_3)\mathbf{e}_3}{\|\mathbf{r} - (\mathbf{r} \cdot \mathbf{e}_3)\mathbf{e}_3\|} \tag{9}$$

If the projection in Eq. (9) becomes too small, an alternative reference vector must be used. This situation can occur when the selected reference vector is nearly parallel to the local element normal. Thus, certain validation concepts need to be included within the analysis. With this construction, the material direction 1 is associated with e_1, direction 2 with e_2, and the thickness direction with e_3. The usual ply angle is then measured in the local tangent plane, not necessarily in the global xy-plane. In this way, it is possible to create a laminate with arbitrarily oriented layers. This approach is particularly important for spatial CAD-based models. For example, if a cylindrical shell is meshed by flat facets, the local normal changes from element to element. The thickness direction follows the local normal, while the selected material reference vector defines the preferred in-plane direction. This enables the appropriate laminate definition to be used on faceted shell surfaces.

5. RZT KINEMATICS ON THE IMPORTED SURFACE

The imported mesh defines the in-plane xy-finite element domain. The through-thickness coordinate z is reconstructed locally along e_3. For the k-th layer, the refined zig-zag displacement field is written as [1]

$$\begin{aligned} u^{(k)}(x,y,z) &= u_0(x,y) + z\theta_x(x,y) + \varphi_x^{(k)}(z)\psi_x(x,y), \\ v^{(k)}(x,y,z) &= v_0(x,y) + z\theta_y(x,y) + \varphi_y^{(k)}(z)\psi_y(x,y), \\ w(x,y,z) &= w_0(x,y) \end{aligned} \tag{10}$$

The unknowns u_0, v_0 and w_0 are the reference-surface displacements, θ_x and θ_y are the first-order rotations, and ψ_x and ψ_y are the zigzag amplitudes. The functions $\varphi_x^{(k)}(z)$ and $\varphi_y^{(k)}(z)$ are the layerwise zigzag functions. Their role is to enrich the through-thickness distribution of the in-plane displacement field without introducing independent displacement unknowns for every layer. Practical implementation of the RZT kinematics within the family of quadrilateral elements can be taken from [4].

Over an imported element, the generalized field is interpolated as

$$q(\xi,\eta) = \sum_{i=1}^{n_e} N_i(\xi,\eta) q_i, \qquad q_i \in \{u_i,\ v_i,\ w_i,\ \theta_{xi},\ \theta_{yi},\ \psi_{xi},\ \psi_{yi}\} \tag{11}$$

The interpolation functions N_i directly depend on the element topology. For a quadrilateral element (Q4), bilinear functions are used. For a triangular element (T3), linear area-coordinate functions are used. The mesh import procedure therefore affects the element interpolation but does not change the generalized RZT nodal variables.

The in-plane $\varepsilon_p^{(k)}$ and transverse shear strains $\gamma_s^{(k)}$ are expressed in matrix form:

$$\varepsilon_p^{(k)} = \mathrm{B}_p^{(k)}\mathrm{d}_e, \qquad \gamma_s^{(k)} = \mathrm{B}_s^{(k)}\mathrm{d}_e \tag{12}$$

with $B_p^{(k)}$and $B_s^{(k)}$ being the strain-displacement matrices associated with the in-plane and transverse shear strain components, respectively. These matrices depend on the finite element interpolation functions and their derivatives with respect to the local element coordinates. Therefore, their explicit form depends on the adopted element topology. In the case of T3 elements, this difference is especially important in the transverse shear part of the formulation. Since the derivatives of the linear triangular interpolation functions are constant over the element, the standard $\mathbf{B}_s^{(k)}$matrix may lead to an overly stiff transverse shear response. For this reason, additional T3 shear formulations, such as element-level shear scaling and mixed interpolation of tensorial shear components, can be introduced while preserving the same RZT nodal degrees of freedom.

The corresponding layer constitutive equations are

$$\sigma_p^{(k)} = \overline{\mathrm{Q}}_p^{(k)}\varepsilon_p^{(k)}, \qquad \tau_s^{(k)} = \overline{\mathrm{Q}}_s^{(k)}\gamma_s^{(k)} \tag{13}$$

with $\overline{\mathrm{Q}}_p^{(k)}$ and $\overline{\mathrm{Q}}_s^{(k)}$ being the ply-dependent transformed stiffness matrices of the k-th layer [5].

6. ELEMENT MATRICES AND ASSEMBLY

The finite element solver was developed in the C# programming language within the .NET 8 environment. Element stiffness matrices and load vectors are assembled into sparse global matrices. After imposing the essential boundary conditions, the reduced linear system is solved using a sparse direct solver. For symmetric positive-definite systems, sparse Cholesky factorization with minimum-degree ordering is employed.

Numerical integration is performed over the finite element surface. The Q4 element is formulated as a bilinear isoparametric element, in which the same shape functions are used to interpolate the geometry and the seven generalized RZT displacement variables. Complete integration is performed using a 2 x 2 Gauss-Legendre rule, while one-point reduced integration may be applied to the transverse shear contribution. The T3 element is a linear isoparametric simplex based on barycentric shape functions. Its complete surface integration uses a three-point triangular quadrature rule, whereas reduced integration is performed at the element centroid. The laminate constitutive matrices are evaluated layer by layer through the thickness. Since the material properties are constant within each layer and the RZT zigzag functions are piecewise linear, the corresponding thickness integrals are evaluated exactly for the adopted polynomial fields.

The element stiffness matrix K_e is obtained by integrating the strain energy over the element surface and through the laminate thickness. Since the material properties, ply-angle and zigzag functions may vary from layer to layer, the through-thickness integration is performed layerwise:

$$\mathrm{K}_e = \sum_{k=1}^{N_L}\int_{A_e}\int_{z_{k-1}}^{z_k}\left[\left(\mathrm{B}_p^{(k)}\right)^T\overline{\mathrm{Q}}_p^{(k)}\mathrm{B}_p^{(k)} + \left(\mathrm{B}_s^{(k)}\right)^T\overline{\mathrm{Q}}_s^{(k)}\mathrm{B}_s^{(k)}\right]dz\,dA \tag{14}$$

The element load vector is assembled in the same topological framework. For a distributed transverse pressure p over an element surface A_e, the consistent element load vector f_e is

$$\mathrm{f}_e = \int_{A_e}\mathrm{N}_f{}^T\,p\,dA \tag{15}$$

with N_f being load interpolation vector associated with the transverse displacement degrees of freedom.

The global stiffness matrix and the global load vector are assembled as

$$\mathrm{K} = \sum_{e=1}^{N_e} \mathrm{A}_e^T \mathrm{K}_e \mathrm{A}_e, \qquad \mathrm{F} = \sum_{e=1}^{N_e} \mathrm{A}_e^T \mathrm{f}_e \tag{16}$$

After imposing the prescribed boundary conditions, the static problem is reduced to the free degrees of freedom:

$$\mathrm{K}_{ff} \mathrm{d}_f = \mathrm{F}_f \tag{17}$$

The same imported mesh can be used for other analysis types. In free vibration analysis, the stiffness matrix is combined with the mass matrix M. In dynamic analysis, the time integration procedure (e. g. Newmark or Runge-Kutta) uses the same global matrices (K and M) and load definition. In buckling analysis, the elastic stiffness matrix is combined with a geometric stiffness matrix (K_G) obtained from the selected preload state or prescribed in-plane load resultants. In this paper, only the static analysis is exemplary presented.

7. BOUNDARY CONDITIONS AND LOAD DEFINITIONS

Boundary conditions and loads are assigned using additional input data. In the present workflow, selected nodes or elements are stored in external lists which are read by the input class of the solution software. These lists may originate from physical groups in Gmsh or from selections performed in ParaView after visual inspection of the mesh.

Let S_c represent the set of constrained global degrees of freedom. The imposed essential boundary conditions d_j are expressed as

$$d_j = \bar{d}_j, \qquad j \in S_c \tag{18}$$

For homogeneous supports, the prescribed values are set to zero. For displacement-controlled analyses, nonzero prescribed values may be assigned to selected degrees of freedom. This is especially useful for patch loading, edge displacement control and future delamination examples where opening or closing displacements may be prescribed on selected part of the domain or laminate regions. The framework therefore avoids hard-coding supports and loads into the mesh generator. Gmsh defines the geometry and mesh; the structural input files define which displacement components are fixed and which forces, moments, pressures or prescribed displacements are applied.

8. POST-PROCESSING AND VISUALIZATION

The numerical results are exported in VTK format. This is convenient because ParaView software can visualize the imported geometry, the computed displacement field, layer quantities and stress components. The stress components can be exported as point- or cell-associated VTK data and visualized in ParaView. In the present paper, only the displacement field is shown for brevity, whereas stress visualization is fully supported by the developed computational framework.

At a point of the imported element and at a selected thickness coordinate z, the computed displacement field is

$$\mathrm{d}_{rec}^{(k)}(x,y,z) = [u^{(k)}(x,y,z) \quad v^{(k)}(x,y,z) \quad w(x,y,z)]^T \tag{19}$$

For flat plates, the reconstructed upper and lower surfaces remain parallel to the global plate plane. For faceted shell models, the reconstructed points are obtained by moving from the local midsurface along the local normal e_3:

$$\mathrm{x}_{rec} = \mathrm{x}_{mid} + z\mathrm{e}_3 + u^{(k)}\mathrm{e}_1 + v^{(k)}\mathrm{e}_2 + w\mathrm{e}_3 \tag{20}$$

This expression makes the through-thickness output consistent with the imported CAD geometry. It also provides a clear visualization path for sandwich plates and layered laminates, because the upper surface, lower surface and selected interfaces may be drawn in their true geometric position. The post-processing procedure is therefore not only a visualization tool. It is also a diagnostic tool for checking mesh orientation, local axes, support definitions, load placement and the consistency of reconstructed through-thickness fields.

9. NUMERICAL EXAMPLE

A simply supported four-layer laminated composite plate with an antisymmetric cross-ply stacking sequence $0°/90°/0°/90°$ is considered. All layers have the same thickness and the same orthotropic material properties:$E_1/E_2 = 25, E_2 = 1, G_{12} = G_{13} = 0.5, G_{23} = 0.2, \nu_{12} = \nu_{13} = 0.25$. The plate is subjected to a uniformly distributed transverse load of intensity $q = 1$. In this example, a square plate is considered, so that $L_x/L_y = 1$, while two span-to-thickness ratios are analyzed $L_y/h = 4$ and $L_y/h = 10$. The objective of the analysis is to investigate the influence of the finite element type and mesh topology on the maximum transverse displacement w, as well as on the normal stress σ_x at the bottom fiber of the first layer at the plate center.

Four meshes are used in the comparison and are denoted as M1-M4. Mesh M1 is a structured (32 **x** 32) Q4 mesh and is used as the reference regular quadrilateral discretization. Mesh M2 is a coarse unstructured T3 mesh with 832 triangular elements, while mesh M3 is a refined unstructured T3 mesh with 6414 triangular elements. Mesh M4 is an unstructured Q4 mesh with 344 quadrilateral elements, used to assess the sensitivity of the formulation to non-regular quadrilateral discretization. Used meshes are displayed within the displacement plot in Figures 2-3.

The results obtained using the developed formulation are compared with reference numerical results obtained using SHELL181, SHELL281 and SOLID185 elements in Ansys software, as well as with the Layerwise solution reported in [6].

The results of the analysis are presented in Tables 1 and 2.

Table 1: Transverse displacement w of the plate

Ly/h	SHELL 181	SHELL 281	SOLID 185	Layerwise [6]	**M1**	**M2**	**M3**	**M4**
4	1,878	1,832	1,902	1,874	**2,050**	**2,036**	**2,048**	**2,048**
10	11,248	11,227	11,891	11,693	**11,951**	**11,871**	**11,960**	**11,884**

Table 2: Normal stress $\sigma_x(L_x/2, L_y/2,0)$ of the plate

Ly/h	SHELL 181	SHELL 281	SOLID 185	Layerwise [6]	**M1**	**M2**	**M3**	**M4**
4	12,439	12,606	15,598	15,177	**14,386**	**14,275**	**14,396**	**14,265**
10	79,260	79,448	78,880	76,409	**75,309**	**74,805**	**75,497**	**74,265**

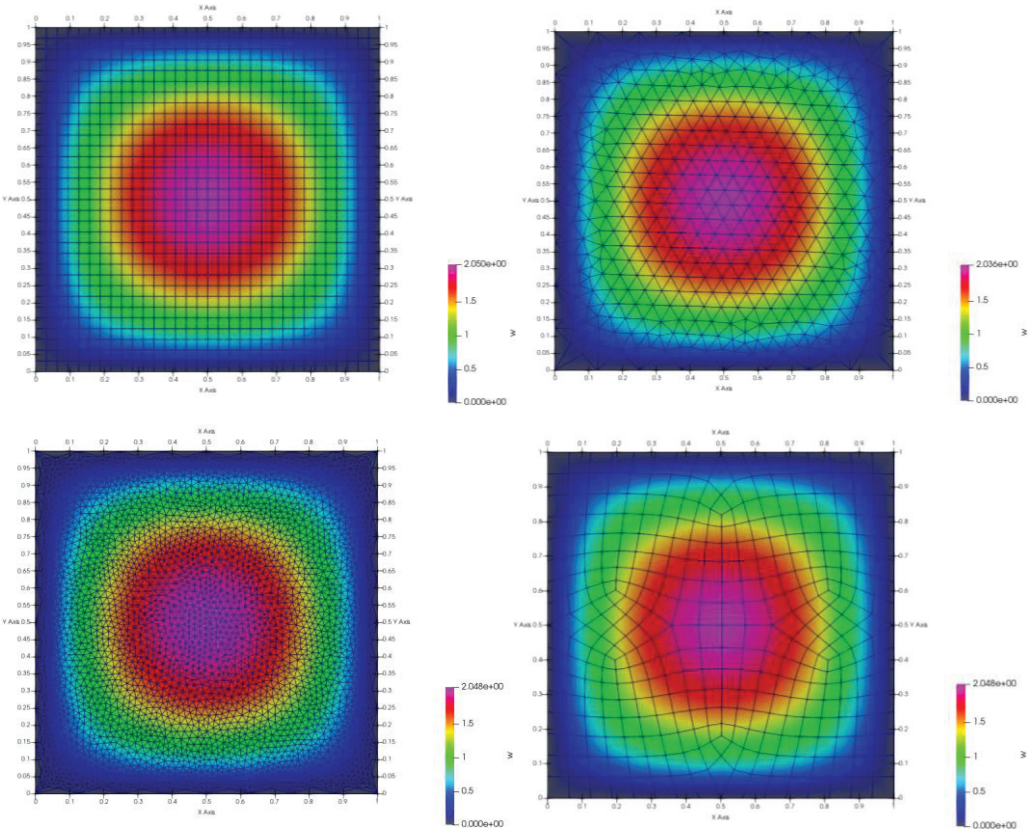


Figure 2: Transverse displacement w; $L_y/h = 4$: M1 - left above; M2 – right above; M3 – left below; M4 – right below

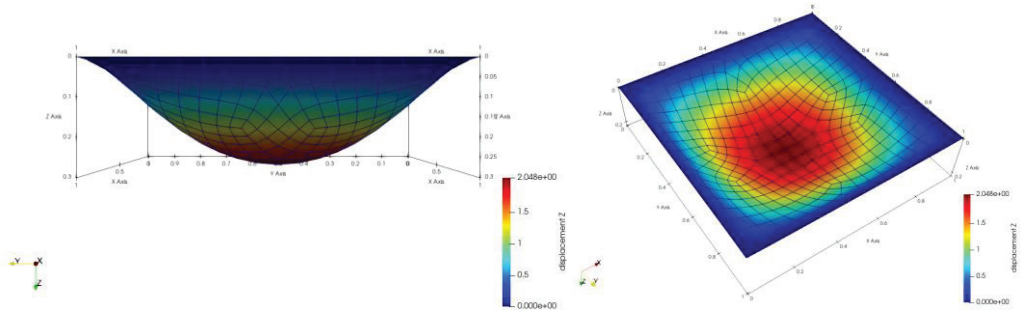


Figure 3: Transverse displacement w; $L_y/h = 4$; M4: left YZ-view; right: isometric view with the visualized deformed shape

The layerwise solution [6] is used as the reference value for the evaluation of the relative deviations. For $L_y/h = 4$, the transverse displacements obtained with the developed formulation range from 2.036 to 2.050, while the reference layerwise value is 1.874. The corresponding deviation ranges from approximately 8.64% to 9.39%. For the thinner plate, $L_y/h = 10$, the agreement is significantly better. The computed displacements range from 11.871 to 11.960, whereas the reference value is 11.693, leading to deviations between 1.52% and 2.28%. For the normal stress σ_x at the bottom fiber of the first layer at the plate center, the values obtained for

$L_y/h = 4$ range from 14.265 to 14.396, while the layerwise value is 15.177. The deviation is negative and ranges from approximately -5.15 % to -6.01%. For $L_y/h = 10$, the computed stress values range from 74.265 to 75.497, compared with the reference value of 76.409, which corresponds to deviations between approximately -1.19% and -2.81%.

Although the presented CAD-based framework is fully capable of handling complex and arbitrary geometries, a benchmark square plate configuration was selected for this paper. This choice ensures a direct and transparent validation of the implemented RZT finite element formulation against well-established analytical and numerical solutions, without introducing geometry-induced boundary condition errors.

10. FINAL COMMENTS

A CAD-based numerical framework for Refined zig-zag finite element analysis of laminated composite plates has been presented.

The key idea is to keep the RZT mechanical formulation independent from the mesh-generation procedure.

Gmsh provides the geometry and mesh, while the structural solver performs the stiffness computation, assembly, solution procedure and the post-processing including stress analysis.

The framework is suitable for regular plates, non-rectangular plates, locally refined domains, mixed triangular-quadrilateral meshes and flat-facet shell approximations. Since the laminate definition remains part of the structural model, different material systems, stacking sequences and layer thicknesses can be analyzed on the same imported mesh.

The proposed data flow also defines the natural direction for future software development. The current input lists for boundary conditions, loads and output requests can later be generated by a graphical interface, while preserving the validated finite element solver as the computational core.

Future work will focus on exploiting the full potential of the Gmsh integration by analyzing laminates with complex cut-outs and curved boundaries, as well as incorporating shear locking remediation techniques for highly thin configurations.

REFERENCES

[1] Tessler A., Di Sciuva M., Gherlone M., Refined Zigzag Theory for Laminated Composite and Sandwich plates, NASA/TP-2009-215561

[2] Geuzaine C., Remacle J.-F. Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 79, 1309-1331, 2009.

[3] Gmsh Reference Manual, Version 4.15.2, https://gmsh.info/doc/texinfo/gmsh.html.

[4] Di Sciuva M., Sorrenti M. A Family of C0 Quadrilateral Plate Elements Based on the Refined Zigzag Theory for the Analysis of Thin and Thick Laminated Composite and Sandwich Plates. Journal of Composites Science 2019; 3:100.

[5] J.N. Reddy, Mechanics of Laminated Composite Plates and Shells: Theory and Analysis, CRC Press, 2004.

[6] Rakočević M., Popović S. Static Analysis of Laminated Composite Plates. Contemporary Issues in Theory of Structures – Monograph, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

E-14
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026011M

Nikola Mirković[1], Uroš Mirković[2]

QUANTITATIVE ANALYSIS OF ADDITIONAL TEMPERATURE STRESSES IN CONTINUOUSLY WELDED RAILS: INFLUENCE OF BRIDGE EXPANSION LENGTH

Summary: In this paper, the influence of bridge expansion length on the distribution of additional temperature stresses in continuously welded rails is investigated. Using a representative railway viaduct as a case study, the effects of thermal interaction between the track and the bridge are analyzed. The research focuses on the design phase, particularly on the definition of bridge expansion lengths through the arrangement of bridge supports, i.e., the position of fixed and movable bearings, which directly determine these lengths. Numerical models of thermal track/bridge interaction were developed to quantify additional temperature stresses in rails for different bridge expansion lengths. The results show that shorter expansion lengths lead to lower additional temperature stresses, whereas longer expansion lengths result in higher stresses. The obtained findings enable the optimization of track structure design on bridges, contributing to safer and more reliable operation of continuously welded rails on railway bridges.

Keywords: railway track, continuously welded rails, track/bridge interaction, bridge expansion length, temperature stresses, numerical modeling

KVANTITATIVNA ANALIZA DODATNIH TEMPERATURNIH NAPONA U KONTINUALNO ZAVARENIM ŠINAMA: UTICAJ DILATACIONE DUŽINE MOSTA

Rezime: U ovom radu istražen je uticaj dilatacione dužine mosta na raspodelu dodatnih temperaturnih napona u kontinualno zavarenim šinama. Na primeru reprezentativnog železničkog vijadukta analizirani su efekti termičke interakcije između koloseka i mosta. Fokus istraživanja je na fazi projektovanja, pri definisanju dilatacionih dužina mosta kroz raspored oslonaca, odnosno položaj pokretnih i nepokretnih ležišta, koji direktno određuju ove dužine. Numerički modeli termičke interakcije kolosek/most razvijeni su radi kvantifikacije dodatnih temperaturnih napona u šinama pri različitim dilatacionim dužinama mosta. Rezultati pokazuju da kraće dilatacione dužine dovode do manjih dodatnih temperaturnih napona, dok veće dilatacione dužine izazivaju njihovo povećanje. Dobijeni zaključci omogućavaju optimizaciju pri projektovanju konstrukcije koloseka na mostu, doprinoseći sigurnijoj i pouzdanijoj eksploataciji kontinualno zavarenih šina na železničkim mostovima.

Ključne reči: železnički kolosek, kontinualno zavarene šine, interakcija kolosek/most, dilataciona dužina mosta, temperaturni naponi, numeričko modeliranje

[1] Jaroslav Černi Water Institute, Belgrade, Serbia, nikola.mirkovic@jcerni.rs
[2] Jaroslav Černi Water Institute, Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

Continuously welded rails (CWRs) represent the standard solution in modern railway infrastructure due to their numerous advantages, including improved ride comfort, reduced maintenance requirements, and enhanced structural continuity. However, the elimination of rail joints leads to the development of significant longitudinal stresses in the rails, primarily caused by temperature changes. These stresses become particularly complex and critical on railway bridges, where the interaction between the track and the bridge structure generates additional effects that must be carefully considered during the design phase.

Track/bridge interaction is governed by the combined response of the rail, fastening system, ballast, and bridge structure under various loading conditions, including thermal actions, traffic loads, and braking or acceleration forces. Among these, temperature effects play a dominant role, especially in CWRs, where restrained thermal expansion and contraction generate considerable additional stresses. On bridges, these effects are further amplified by the independent thermal behavior of the bridge superstructure, which interacts with the track through longitudinal resistance mechanisms.

One of the key parameters influencing the magnitude of additional temperature stresses in CWRs on bridges is the bridge expansion length. This parameter, defined by the position and arrangement of fixed and movable supports, determines the extent of longitudinal thermal displacements of the bridge structure. Longer expansion lengths generally result in larger thermal displacements and higher additional rail stresses, while shorter expansion lengths tend to reduce these effects. Therefore, the appropriate definition and optimization of expansion length during the design phase is of great importance for ensuring the safety and serviceability of the track/bridge interaction system. A detailed investigation of this topic is presented in the doctoral dissertation by Mirković [1]. In this paper, selected parts of that research are presented, focusing on the sensitivity analysis of additional temperature stresses in CWRs on bridges with respect to the bridge expansion length.

Early research on track/bridge interaction under temperature effects was conducted by Frýba [2], who developed an analytical approach for solving thermal track/bridge interaction problems. He proposed a theoretical formulation for CWRs on bridges subjected to temperature actions, taking into account the linear longitudinal stiffness of the connection between the track and the bridge. The analytical model was validated through experimental investigations, and recommendations were provided regarding permissible bridge expansion lengths for railway bridges carrying CWRs.

Subsequently, Ruge and Birk [3] introduced a nonlinear formulation of track/bridge interaction, enabling a more realistic analysis of longitudinal forces in CWRs on bridges. Their work marked a significant advancement in understanding the complex mechanical behavior of the coupled system. Further contributions by Strauss et al. [4] demonstrated that the stress state in CWRs on bridges is influenced not only by thermal deformations of the bridge structure but also by the mechanical characteristics of the rail fastening system. In addition, De Backer et al. [5] investigated in detail the possibility of omitting rail expansion devices in CWR tracks on bridges, providing important insights into conditions under which such solutions are feasible. More recently, Zhang et al. [6] proposed advanced track/bridge interaction models aimed at facilitating the design of long-span railway bridges with CWRs.

From the perspective of technical regulations, the UIC Code 774-3 [7] provides comprehensive guidelines on track/bridge interaction, defining limit values for additional stresses and displacements in CWRs on bridges, as well as permissible bridge expansion lengths in relation to the use of rail expansion devices. Furthermore, the European Committee for Standardization (CEN) has published the standard EN 1991-2 [8], which covers actions relevant to the design of railway bridges and includes provisions for track/bridge interaction in accordance with UIC recommendations. At the national level, the Institute for Standardization of Serbia has

adopted the Serbian versions SRPS EN 1991-2 [9] and its National Annex SRPS EN 1991-2/NA [10], ensuring alignment with European standards.

Current design standards prescribe limit values for allowable stresses and displacements and define conditions under which special measures, such as rail expansion devices, must be implemented. Nevertheless, there is a need for a more detailed quantitative understanding of how bridge expansion length influences additional temperature stresses, particularly for different structural configurations and boundary conditions.

In this context, the objective of this paper is to investigate the influence of bridge expansion length on the distribution and magnitude of additional temperature stresses in CWRs. The study is based on numerical modeling of track/bridge interaction using a representative railway viaduct as a case study. Special attention is given to the role of support arrangement and structural configuration in defining expansion length and its impact on rail stress levels. The results aim to contribute to the optimization of bridge and track design, providing practical guidance for achieving safer and more reliable railway infrastructure systems.

2. DEFINITION OF BRIDGE EXPANSION LENGTH

The bridge expansion length is defined as the distance from the thermal center, i.e. the point that remains stationary under temperature changes, to the free end of the bridge structure. It represents the effective length over which longitudinal thermal expansion and contraction occur within the bridge system. The position of the thermal center depends on the arrangement and stiffness of the bridge bearings and supports, meaning that bridges with similar overall dimensions may exhibit different expansion lengths depending on their structural configuration.

In track/bridge interaction analysis, the expansion length is a fundamental parameter that reflects the effective structural length governing the thermal deformation response relative to the thermal center. Therefore, it plays a crucial role in the assessment of temperature effects in railway bridge design and track/bridge interaction analysis.

Figure 1 illustrates the principles for determining bridge expansion lengths (L_T) for different structural systems.

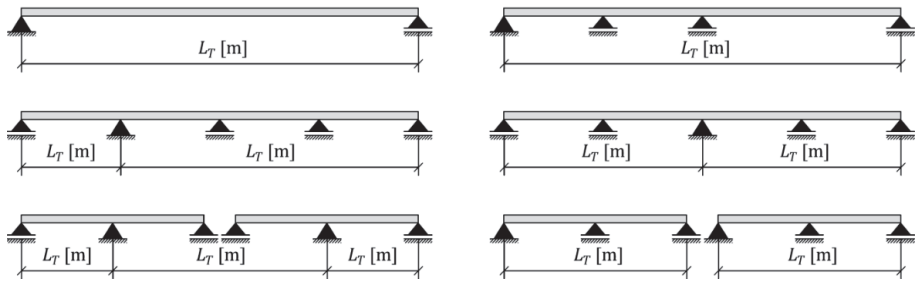


Figure 1: Bridge expansion lengths for different structural systems according to [7]

For bridges designed as simply supported girders in a series, the expansion length is equal to the span length, i.e., the length of an individual simply supported superstructure. In this case, thermal displacements occur relative to the fixed support, while the movable support allows longitudinal displacement, resulting in a single, clearly defined expansion length.

For bridges with continuous girder systems, the expansion length is defined as the distance between the fixed bearing and the end movable bearing of the bridge structure. Since the fixed bearing restrains longitudinal displacement, it represents the reference point of the thermal center, while all thermal expansion and contraction develop relative to this point. Consequently, the magnitude of longitudinal displacements at the bridge ends increases with increasing expansion length.

When the fixed bearing is located within the bridge structure rather than at the end support, two separate expansion lengths are formed, extending from the fixed bearing toward each end of the bridge. In such cases, thermal displacements occur in both longitudinal directions relative to the fixed support. On the other hand, when the fixed bearing is positioned at one end of the bridge, only a single expansion length exists, and the entire bridge structure expands or contracts in one longitudinal direction.

The maximum bridge expansion lengths requiring verification through track/bridge interaction analysis for bridges carrying CWRs (without a rail expansion device installed in the track on the bridge) are defined as follows [7]:

- 60 m for steel bridge structures with ballasted track, where the maximum total bridge length with a single fixed bearing located at the center may reach up to 120 m,
- 90 m for concrete and composite bridge structures with ballasted track, where the maximum total bridge length with a single fixed bearing located at the center may reach up to 180 m.

Based on the bridge expansion length and the results of the track/bridge interaction analysis, a decision is made on whether a rail expansion device should be installed on the bridge. Rail expansion devices are generally located above the end movable bearing when the calculated additional rail stresses and/or relative displacements between the bridge structure and the track exceed the prescribed limit values. In addition, installation is required when daily temperature variations cause bridge expansion or contraction exceeding the allowable displacement limits, typically ranging from 10 to 15 mm [7].

The primary purpose of the rail expansion device is to accommodate relative longitudinal displacements between the bridge superstructure and the CWRs, thereby allowing thermal expansion and contraction of the bridge while reducing the transfer of additional temperature stresses to the CWRs.

Figure 2 presents the distribution diagram of total temperature stresses in CWRs on a bridge equipped with a rail expansion device.

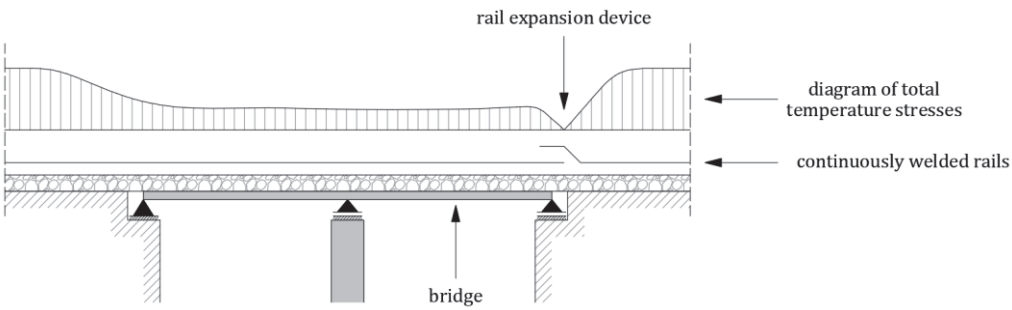


Figure 2: Schematic representation of the distribution of total temperature stresses in CWRs on a bridge with an installed rail expansion device according to [11]

From a practical engineering perspective, the optimization of fixed and movable bearing arrangements is not only a structural issue but also a key factor affecting CWR performance. Designers should aim to minimize expansion lengths where feasible, while still meeting the structural and functional requirements of the bridge. This integrated approach can reduce the need for additional mitigation measures, such as rail expansion devices, and enhance the overall durability and serviceability of railway systems.

3. NUMERICAL MODEL OF TRACK/BRIDGE INTERACTION

In this case study, a track/bridge interaction analysis was carried out to investigate the influence of bridge expansion length on the magnitude of additional temperature stresses in CWRs on a bridge structure consisting of simply supported concrete girders arranged in 10 × 30 m spans (total length 300 m). A numerical model for the analysis of track/bridge interaction was developed using the Midas Civil software [12].

Figures 3 and 4 present the numerical model used for the track/bridge interaction analysis.

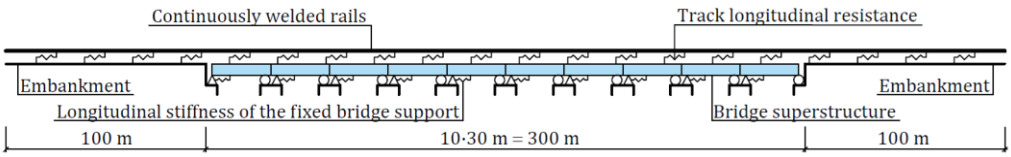


Figure 3: Numerical model for track/bridge interaction analysis

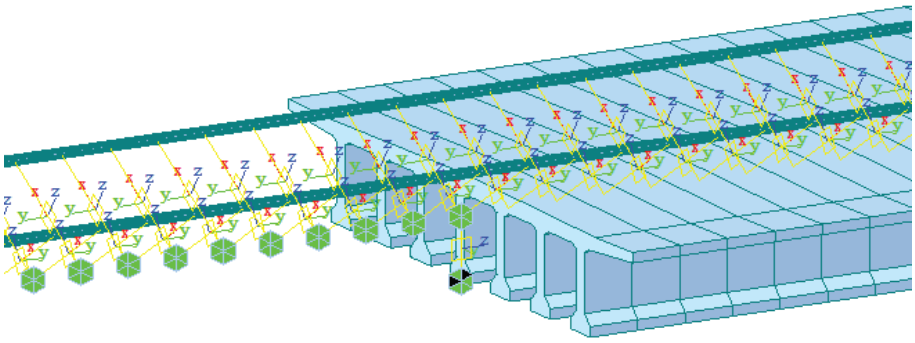


Figure 4: Detail of the numerical model for track/bridge interaction analysis with connection elements between the track, bridge, and embankment

Table 1 presents the characteristics of the numerical model used for the track/bridge interaction analysis, including the track and bridge parameters, as well as the applied loading conditions.

Table 1: Characteristics of the numerical model for track/bridge interaction analysis

Track parameters	
Rail profile type:	60E1
Rail steel grade:	R260
Longitudinal resistance of the unloaded track (summer conditions):	20 kN/m, 2 mm (limit relative displacement)
Longitudinal resistance of the loaded track (summer conditions):	60 kN/m, 2 mm (limit relative displacement)
Longitudinal resistance of the unloaded track (winter conditions):	30 kN/m, 0.5 mm (limit relative displacement)
Longitudinal resistance of the loaded track (winter conditions):	60 kN/m, 0.5 mm (limit relative displacement)
Bridge parameters	
Number of tracks on the bridge:	2 (double-track bridge)
Bridge structural system:	simply supported concrete girders in a series
Spans and total bridge length:	10·20 m = 200 m, 10·25 m = 250 m, 10·30 m = 300 m
Bridge expansion lengths:	20 m, 25 m, 30 m
Arrangement of bridge supports:	F (fixed) - M (movable)

Longitudinal stiffness of the fixed bridge support:	200000 kN/m
Geometrical characteristics of the bridge superstructure:	A = 8.40 m^2 (cross-sectional area) I_{yy} = 3.80 m^4 (moment of inertia about the Y-axis) I_{zz} = 82.60 m^4 (moment of inertia about the Z-axis) h = 2 m (height of the bridge superstructure) W = 2.5 m (width of the bridge superstructure)
Material properties of the bridge superstructure:	C 40/50
Loading conditions	
Temperature change in the bridge superstructure:	+35 °C (summer conditions) –35 °C (winter conditions)
Acceleration/braking of a railway vehicle on the bridge:	33 kN/m (≤ 1000 kN) (acceleration) 20 kN/m (≤ 6000 kN) (braking)
Axle load of a railway vehicle on the bridge:	LM71 (load model)

4. RESULTS AND DISCUSSION

Figures 5 and 6 present the results of the track/bridge interaction analysis and the values of additional temperature stresses under summer and winter conditions, depending on the bridge expansion length.

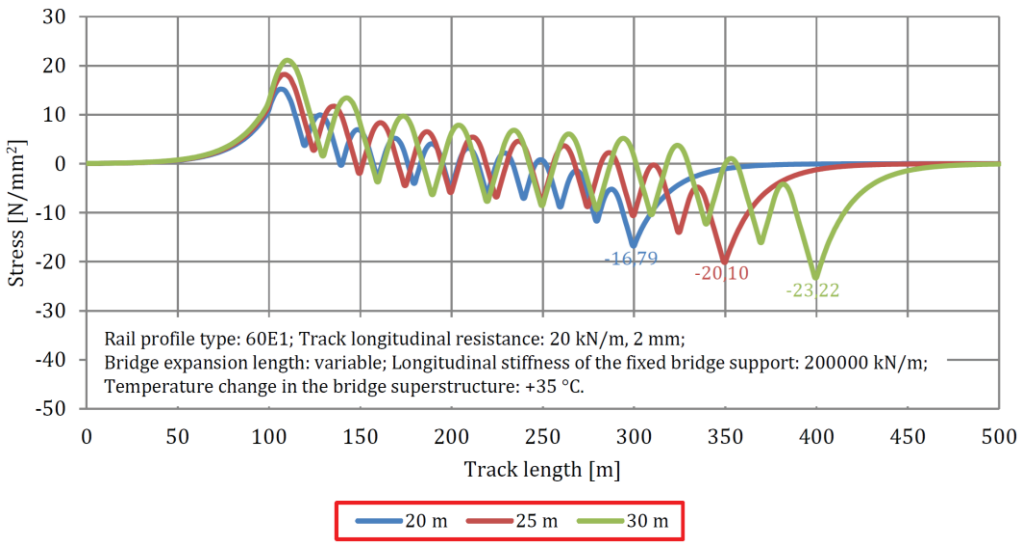


Figure 5: Additional temperature stresses as a function of bridge expansion length under summer conditions

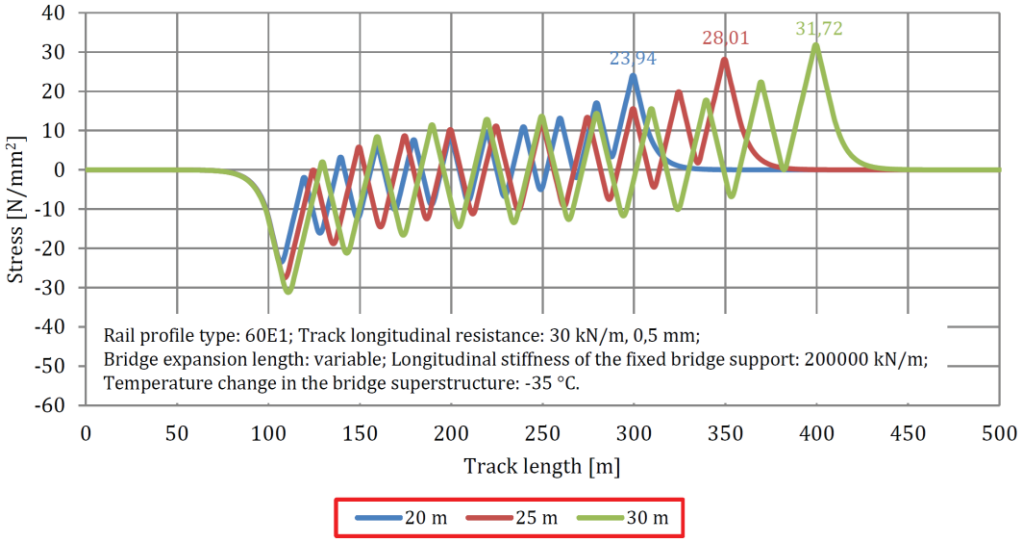


Figure 6: Additional temperature stresses as a function of bridge expansion length under winter conditions

In the analysis, a rail profile of type 60E1 was used. For summer conditions, a track longitudinal resistance of 20 kN/m was adopted for a limit relative displacement of 2 mm, while for winter conditions, a track longitudinal resistance of 30 kN/m was adopted for a limit relative displacement of 0.5 mm. The longitudinal stiffness of the fixed bridge supports amounts to 200000 kN/m. The analysis was carried out for temperature changes in the bridge superstructure of +35 °C in summer conditions and −35 °C in winter conditions.

Table 2 presents the maximum values of additional temperature stresses depending on the adopted bridge expansion length, as well as the percentage reduction in these stresses with decreasing expansion length. The obtained results indicate that, in the case of reducing the bridge expansion length by 10 m, additional temperature stresses can be reduced by 6.43 N/mm² (27.69%) in summer conditions and by 7.78 N/mm² (24.53%) in winter conditions.

Table 2: Maximum values of additional temperature stresses as a function of bridge expansion length

Bridge expansion length	Additional temperature stresses (summer conditions) [N/mm²]	Additional temperature stresses (winter conditions) [N/mm²]	Reduction of additional temperature stresses (summer conditions) [%]	Reduction of additional temperature stresses (winter conditions) [%]
30 m	–23.22	31.72	/	/
25 m	–20.10	28.01	–13.44	–11.70
20 m	–16.79	23.94	–27.69	–24.53

The observed reduction of up to approximately 28% with a relatively small decrease in expansion length (10 m) indicates a pronounced sensitivity of the system. This suggests that even minor adjustments in the structural configuration during the design phase can lead to large benefits in terms of stress reduction.

From the structural behavior perspective, shorter expansion lengths limit the cumulative longitudinal displacements of the bridge superstructure induced by temperature changes. As a result, the relative displacements transferred to the track are reduced, leading to lower interaction forces and consequently smaller additional stresses in the CWRs. Conversely, longer expansion

lengths allow greater thermal displacements, which intensify the interaction between the bridge and the track, increasing the risk of exceeding permissible stress limits.

It is also important to highlight the difference in behavior between summer and winter conditions. Although the percentage reductions are comparable, the absolute stress reductions differ, reflecting variations in track longitudinal resistance and boundary conditions. In winter conditions, the higher longitudinal resistance results in a stiffer track response, leading to slightly lower relative percentage reductions, while still producing significant absolute stress decreases. This emphasizes the importance of considering seasonal variations in the design and assessment process.

Furthermore, the results underline the importance of track longitudinal resistance parameters. The adopted values of longitudinal resistance and limit relative displacement directly influence the distribution and magnitude of additional stresses. Therefore, accurate characterization of ballast and track behavior is essential for reliable modeling and safe design.

5. CONCLUSIONS

The conducted research clearly demonstrates that additional temperature stresses in CWRs on bridges are significantly influenced by the bridge expansion length. The results of the numerical analyses confirm that reducing the expansion length is an effective and practical strategy for mitigating these stresses. This reduction can be achieved during the design phase through an optimized arrangement of fixed and movable bearings, or by modifying the structural concept of the bridge, such as shortening the bridge structure and increasing the length of the approach embankments.

Quantitatively, the study shows that a reduction of the bridge expansion length by 10 m can lead to a decrease of up to 28% in additional temperature stresses in CWRs for the analyzed case of simply supported concrete girders arranged in 10 × 30 m spans (total length 300 m). This finding highlights the strong sensitivity of rail stresses to bridge structural configuration and confirms the importance of integrated track/bridge design.

From a broader engineering perspective, the results emphasize that the interaction between track and bridge must be carefully considered in early design stages to ensure structural safety, serviceability, and long-term performance. Optimizing expansion length not only reduces the risk of excessive rail stresses and potential track instability but also contributes to improved maintenance conditions and operational reliability of railway infrastructure.

Overall, this study provides a valuable contribution to the understanding of track/bridge interaction and offers a clear, quantitatively supported pathway for optimizing the design of bridges carrying CWRs.

ACKNOWLEDGMENTS

The results presented in this paper are part of the research conducted within the doctoral dissertation of Nikola Mirković. The authors would like to express their sincere gratitude to the company Mostprojekt a.d. Belgrade for its technical support.

REFERENCES

[1] Mirković, N. Prilog numeričkoj analizi osnovnih i dodatnih temperaturnih napona u kontinualno zavarenim šinama, Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2023.

[2] Fryba, L. Thermal interaction of long welded rails with railway bridges. Rail International. 1985. 16: 3.

[3] Ruge, P., & Birk, C. Longitudinal forces in continuously welded rails on bridgedecks due to nonlinear track–bridge interaction. Computers & structures. 2007. 85:7-8. p. 458-475.

[4] Strauss, A., Šomodíková, M., Lehký, D., Novák, D., & Bergmeister, K. Nonlinear finite element analysis of continuous welded rail-bridge interaction: monitoring-based calibration. Journal of Civil Engineering and Management, 2018, 24:4. p. 344-354.

[5] De Backer, H., Outtier, A., Ferdinande, B., Schotte, K., & Mys, J. Application limits for continuously welded rails on temporary bridge decks. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit. 2017. 231: 4. p. 482-497.

[6] Zhang, J., Wu, D., Li, Q., & Zhang, Y. Experimental and numerical investigation of track-bridge interaction for a long-span bridge. Structural Engineering and Mechanics. An Int'l Journal. 2019. 70: 6. p. 723-735.

[7] UIC Code 774-3 (R). Track/bridge Interaction. Recommendations for calculations. Paris, France. 2001.

[8] CEN/TC 250. EN 1991-2:2003/AC:2010. Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, Belgium. 2010.

[9] SRPS EN 1991-2. Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajna opterećenja na mostovima. 2012.

[10] SRPS EN 1991-2/NA. Evrokod 1: Dejstva na konstrukcije - Deo 2: Saobraćajna opterećenja na mostovima - Nacionalni prilog. 2019.

[11] Freystein, H. Interaktion Gleis/Brücke - Stand der Technik und Beispiele. Stahlbau. 2010. 79: 3. p. 220-231.

[12] MIDAS IT, MIDAS Civil, Available at: https://www.midasuser.com/en/product/civil (accessed May 2026).

E-15
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026012J

Miloš Jočković[1], Marija Milojević[2], Dušan Martinović[3], Nenad Fric[2], Miroslav Marjanović[2]

AUTOMATIZATION OF STRUCTURAL DESIGN OF ANEMOMETRIC GUYED MASTS USING SAP2000 MATLAB OAPI

Summary: This paper presents the application of a MATLAB-based framework that automates the modelling, analysis and design of anemometric steel guyed masts via the SAP2000 Open Application Programming Interface (OAPI). The design procedure is carried out in accordance with the current generation of Eurocode standards. The efficiency of the OAPI is demonstrated through the representative case study of the anemometric guyed mast structure under extreme wind and ice loads. It is shown that the developed OAPI efficiently finds the best initial mast layout according to different prescribed target objectives and comprehensibly accelerates the structural design process with minimizing the possibility of errors.

Keywords: cable, tension structures, automated structural design, OAPI-based structural analysis, nonlinear FEM

AUTOMATIZACIJA PROJEKTOVANJA ANEMOMETARSKIH JARBOLA PRIMENOM SAP2000 MATLAB OAPI APLIKACIJE

Rezime: U radu je prikazana primena aplikacije koja automatizuje modeliranje i analizu čeličnih anemometarskih jarbola, koja je zasnovana na SAP2000 Open Application Programming Interface-u (OAPI) i razvijena u MATLAB okruženju. Postupak projektovanja sprovodi se u skladu sa aktuelnom generacijom Evrokodova za konstrukcije. Efikasnost aplikacije je ilustrovana kroz studiju slučaja anemometarskog jarbola izloženog (ekstremnim) opterećenjima od vetra i leda. Pokazano je da je razvijena aplikacija u stanju da efikasno odredi optimalnu početnu konfiguraciju stuba u skladu sa različitim zadatim projektnim ciljevima, što značajno ubrzava proces proračuna konstrukcije i svodi na minimum mogućnost grešaka u projektovanju.

Ključne reči: kabl, konstrukcije sa zategnutim elementima, automatizacija projektovanja, analiza primenom OAPI, nelinearni MKE

[1] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, mjockovic@grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia
[3] Narita d.o.o. Njegoševa 56A, Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

Due to the increasing demands of modern industry for renewable energy, the design and construction of large wind farms have been extensively conducted in Serbia and the Western Balkans since the 2000s. Each wind farm project requires a preliminary assessment of wind energy potential at the proposed site. For this purpose, anemometric steel guyed masts [1] are commonly used to support equipment for measuring wind speed and direction at different altitudes. Wind-measuring equipment typically includes steel booms with side anemometers and wind vanes, which are inherently lightweight. Therefore, anemometric guyed masts do not require large and heavy frame sections and are lighter than other mast types, resulting in simplified handling and lifting and a faster erection process [2-5].

Due to their slender geometry, tension-only cable systems and a nonlinear response under environmental loadings, tall guyed mast structures exhibit inherently nonlinear behaviour. A complete non-linear dynamic stochastic analysis of truss guyed masts is time-consuming. Therefore, considerable research efforts were invested to simplify the analysis and develop design rules that allow guyed mast to be analysed using equivalent static analysis [6-8]. Although the equivalent static analysis is much simpler than dynamic analysis, modelling and analysis of a guyed mast remain challenging, due to the strong mutual dependence between the adopted mast geometry and the applied load patterns. Therefore, the essential step in the design process is defining an initial layout of the mast that is as efficient as possible, so the need for extensive modifications during the subsequent modelling and analysis steps is minimized [9].

Such challenges prompted researchers to employ automated algorithms that enable systematic exploration of design alternatives, beyond conventional trial-and-error approaches. Since the pioneering work by Bell and Brown [10], numerous studies have addressed the optimization of mast structures, guy configurations and/or pre-stress forces in guys in order to reduce the total mass of the structure [11, 12]. However, for a tall guyed mast, minimizing the self-weight is not necessarily the governing design criterion. Design experience showed that efficiency of the on-site assembly (governed by number of guy attachments through the height, number and dimensions of anchoring blocks, number and weight of assembly parts, etc.) might be even more challenging. Furthermore, the mentioned studies neglected ice loading and nonlinear behaviour of the cables and were generally limited to short masts with only a few guy levels. These limitations significantly restrict the applicability of their findings to real tall masts.

To address the drawbacks, an original MATLAB-based framework [13, 14] was developed to automate the modelling, finite element analysis and steel design utilization checks required in the preliminary structural design of tall anemometric guyed masts. The framework uses SAP2000's Open Application Programming Interface (OAPI) [15], adopts the Eurocode-based provisions and includes relevant load cases, considering both wind and ice actions. In this paper, the application of the framework is illustrated through a representative case study including a tall pinned anemometric guyed mast with a prescribed set of design parameters and extreme loading conditions. The target objectives were evaluated not only in terms of steel consumption, but also to minimize the execution time and simplify the layout. The analysis confirmed the possibility of the developed OAPI to easily reach the target objectives according to contractor's demands, by automatically evaluating hundreds of structural layouts according to the assigned constraints.

2. APPLICATION DEVELOPMENT

2.1. ACTIONS ON THE GUYED MAST STRUCTURE

When analysing the guyed mast, three criteria must be satisfied to ensure that the equivalent static analysis can be performed, according to [16]. Characteristic and design values of the actions, as well as load combinations, should be calculated in accordance with [17-19], taking

into account the appropriate reliability class. The following loads should be considered: self-weight, additional dead load (mast equipment), guy prestressing (i.e. 10-20% of the minimum rope breaking force, according to [20-21]), ice load (for the considered glaze ice-class (ICG) [22]) and wind load.

The wind actions on the mast should be determined according to [16, 18]. The total wind effect on the mast structure and guys should be calculated as a sum of equivalent static actions of the mean wind load, and fluctuating component due to wind gusts (patch wind load), for all considered wind directions [16]. The number of patch loads depends on the number of guy levels. The calculation of the wind effect for the iced structure is quite similar to the ice-free case, with the changes in the thickness of the structural elements and appropriate drag coefficients. The effects of ice and wind are combined in two ways: (i) dominant wind (high probability of occurrence) with associated ice (low probability), and (ii) dominant ice (high probability of occurrence) with associated wind (low probability). Note that a coefficient k introduced in [22] reduces the wind pressure on the iced structure for the considered ice class. The seismic action is negligible when compared against the mean wind loading, while the snow and temperature effects are negligible compared to the effects of ice.

2.2. CONSIDERED DESIGN CHECKS

In preliminary design, when an engineering decision should be made upon the mast layout, the ultimate limit state (ULS) and stability checks [19] of the mast legs are performed first, based on the forces obtained from structural analysis. Then, the ULS check [21] of cables is performed, as well. The minimum cable breaking force for guy ropes should be determined based on the selection of the terminations of steel wire ropes. After the structural layout is adopted and the main members are checked, the design of secondary mast members (horizontals, diagonals) is performed, along with the design of joints according to [23] and foundation design [24].

2.3. MODELING AND ANALYSIS

The guyed mast is modelled as an equivalent beam supported by the guys at different altitudes. The central mast is modelled using spatial frame elements, while the cables are modelled using spatial cable elements (with catenary and tension-only behaviour, axial stiffness and no bending nor shear stiffness). The self-weight of the mast legs and cables is assigned automatically, while the additional self-weight originating from the horizontal and diagonal elements of the mast is assigned as an appropriate distributed load. The initial prestressing forces are assigned to the cables, using the target force load case to achieve the target pre-tension. Ice loading is calculated and assigned as an equally distributed gravity load, while mean and patch wind loads are assigned as distributed load patterns in considered directions, for both the iced and ice-free cases. All load combinations are generated as independent nonlinear-static load cases (no superposition), taking into account the structural stiffness from the previous loading cases and P-Δ effects.

In engineering practice, manual modelling usually leads to a time-consuming trial and error process, with repetitive design checks of the adopted layout. Since the wind loads are highly dependent on the mast layout, checking the variant layout possibilities also includes continuous changes in load analysis. Furthermore, manual modelling can also introduce the unintended input errors during the data entry. Due to the highly nonlinear structural behaviour of guyed mast systems, such errors are not easily detected from the analysis results. The above highlights the difficulty of finalizing the guyed mast layout. For masts taller than 100m, engineers must invest heavy effort in the conceptual design phase to examine hundreds of possible layout combinations.

2.4. AUTOMATIZATION PROCESS

The complex structural design process can be automatized using an OAPI developed in MATLAB by the authors [13]. The OAPI enables integration with SAP2000 and efficiently

performs the automated analysis process (see Figure 1). In other words, the manual model generation is bypassed without altering the underlying analysis procedure, therefore reducing potential input errors (structural models are generated and analyses are performed in a consistent and systematic manner).

Within the workflow, the script loads the input data regarding the mast geometry, wind speed, ice class, and assigned constraints. All possible combinations of the mast layout data are generated and filtered by applying the geometry constraints. Afterwards, the equivalent static analysis criteria fulfilment is checked and the SAP2000 input files are generated, taking into account the target objectives. Finally, materials, frames and cables are created, corresponding frame and cable sections are assigned, loads within the defined load patterns are applied and nonlinear load cases and load combinations are generated.

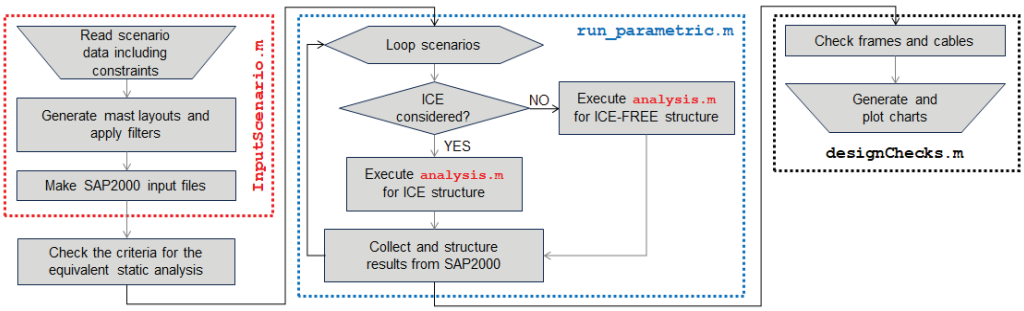


Figure 1: A flowchart of the automated process in finding the best initial mast layout

In the next step, the analysis of all generated structural models, considering both ice and ice-free cases, is carried out, and corresponding results are collected and structured. The results are evaluated through the necessary design checks (ULS in mast legs and cables), and the utilization ratios are calculated and used to evaluate the efficiency of the considered mast layout.

3. CONSIDERED CASE STUDY

3.1. INPUT PARAMETERS

In this paper, a case study considering a 122m mast is presented. Triangular mast layout is adopted as it has lower wind incidence factor and lower wind force coefficients than the square one [16]. Typical mast segment is shown in Figure 2a. Solid circular leg members are selected because their drag (pressure) coefficients are less than twice lower than the flat members. They generate lower wind load on the mast shaft and thus lower compression forces in the legs, but also have lower flexural buckling resistance $N_{b,Rd}$ [19] in comparison against circular hollow sections. The design value of wind load is calculated for three characteristic wind directions (Figure 2b). Reliability class 1 is considered [16].

A location with $v_{b,0}$=29 m/s (max for Serbia) is selected, while two ice classes, ICG-1 and ICG-2, are considered. Although the discrete ancillary items on the structure are almost negligible, their area A_A is adopted as 20% of the structural area A_S. For the sake of simplicity, the weight of equipment is omitted. Steel spiral strand ropes d=12mm, type 1x19 with a nominal tensile strength of 1570 N/mm^2, unit weight $w = 830\times10^{-7}$N/mm^3, fill factor $f = 0.76$, modulus of elasticity $E_Q = 150$ GPa (140 GPa for load cases including ice) and breaking force factor K=0.525, according to [21], are used. Three guys per level are selected (Figure 2c).

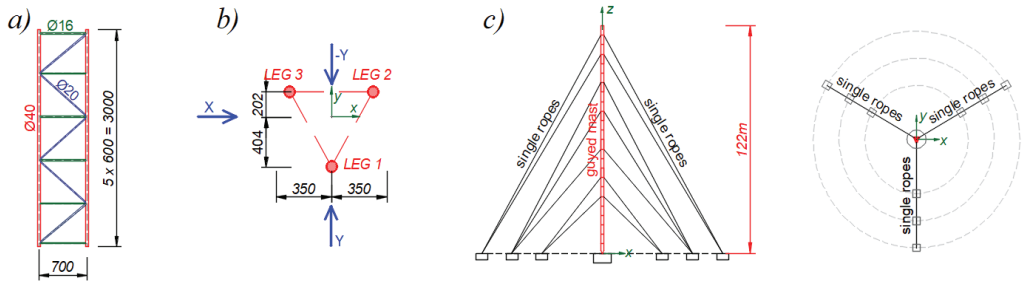


Figure 2: a) Typical mast segment; b) considered wind directions; c) mast layout

The geometry of each guy rope is defined by the attachment level on the mast and the point on the anchoring block. These coordinates are subject to specific geometric and practical requirements and therefore cannot be chosen arbitrarily. By changing the guys' layout, spacing between guy levels, the guy inclination angle and the horizontal distance between anchoring blocks and mast are systematically altered as well, but constrained within rational ranges. The geometry constraints regarding the guy layout are elaborated in Table 1.

Table 1: Guy layout constraints

Property	Value
Spacing between guy levels	9m – 24m
Guy inclination angle	30º - 70º
Max anchoring block-mast distance	60m
Maximum adjacent anchoring blocks spacing	20m

The maximum altitude of the first guy attachment is H_1 = 12m, while the maximum difference of 3m between the shortest and longest guy distance is selected as a constraint. Regarding the anchoring blocks layout, a minimum of 3 guy attachments per block was selected. To provide a relatively even distribution of reaction forces in anchoring blocks, the maximum number of guy attachments per block is limited to be one more than a minimum number in the considered layout.

The primary objective is to compare the efficiency of different mast layouts by varying the following input parameters: guy attachment altitudes and spacing, anchoring block distances and mast steel grades (S235 – S355). Structural parameters such as mast height, mast cross-section, mast segment layout, as well as load parameters (fundamental wind velocity, ice class and the percentage of ancillary equipment) are predefined and held constant.

3.2. RESULTS AND DISCUSSION

Based on the assigned constraints, the application generated a total of 3010 possible mast layouts. The corresponding structural models have been generated and calculated using the OAPI and finally the necessary ULS design checks have been performed and used to evaluate the efficiency of the considered mast layout. Since the steel grade does not influence the analysis results, the design checks have been performed for two different steel grades after the analysis results are collected. The feasible configurations that have passed the ULS design check for both the mast and the cables are collected for both steel grades and the evaluation results are plotted.

Figure 3 illustrates the obtained mast leg ULS utilization ratios U_R, taking into account the necessary number of anchoring blocks, total cable length, max guy level spacing, different steel grades and considered ICG classes. Note that results with U_R > 85% are plotted using bold dots.

Table 2: Number of possible mast layouts, considering different ICG classes and steel grades

	ICG-1		ICG-2	
U_R	S235	S355	S235	S355
< 70%	-	2302	-	-
70 - 85%	820	708	-	9
85 - 100%	2069	-	-	1073
> 100%	121	-	3010 = all	1928

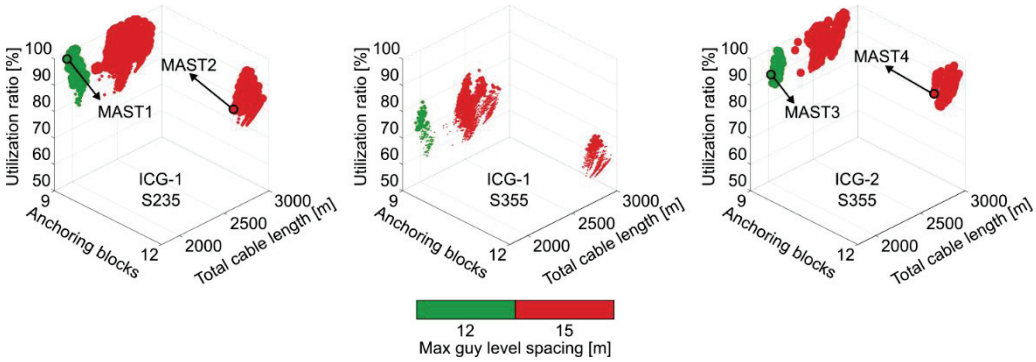


Figure 3: ULS utilization ratios considering different scenarios, by means of: steel grades, ICG classes, number of anchoring blocks, total cable length and maximum guy level spacing

As shown in Figure 3, for the assigned constraints, the feasible structural layout can be achieved by using either 9 or 12 anchoring blocks, with 12 or 15m max spacing between guy levels, resulting in 1948–2932m in total nominal cable length (ICG-1) or 2036-2932m (ICG-2).

For the ICG-1, the use of S355 is not necessary, since 2069 possible mast layouts achieved U_R>85%. In this case, S355 results in relatively lower utilization ratios ($U_{R,max}$ = 81.4%), indicating initially selected layout could be further optimized by reducing the cross sections of both the mast structure and the guys. In contrast, under extreme ice load conditions (ICG-2), S355 must be used, as S235 does not provide any feasible mast layout (see Table 2). Therefore, only S235 layouts for the ICG-1 (Figure 3a) and S355 for the ICG-2 (Figure 3c) will be further discussed.

The ICG-1-S235 layout that minimises the execution time is characterized by 9 anchoring blocks and 15m of max guy spacing (green dots in Figure 3a), with a corresponding minimal total length of the guys of 1948m. This layout is labelled as MAST1 and shown in Figure 4a. The utilization ratio for MAST1 is 97.4%.

A smaller number of anchoring blocks leads to higher reaction forces at each foundation point, which require good soil conditions. If the site is characterized by relatively poor soil properties, a design with a higher number of anchoring blocks (12) may be more appropriate. The most suitable ICG-1-S235 layout comprises 12m of max guy distance and a total guy length of 2613m. It is denoted as MAST2 and shown in Figure 4b. The utilization ratio for MAST2 is 87.4%.

For the ICG-2-S355, two mast layouts are identified as the most suitable: (i) MAST3 (Figure 4c), which minimises the execution time and (ii) MAST4 (Figure 4d) that is more suitable for poor soil conditions. MAST3 is characterized by 9 anchoring blocks, 15m of max guy spacing, minimal total length of the guys of 2036m, with the corresponding U_R = 90.2%. MAST4 has 12 anchoring blocks, 12m of max guy distance, total guy length of 2654m and U_R = 92.6%.

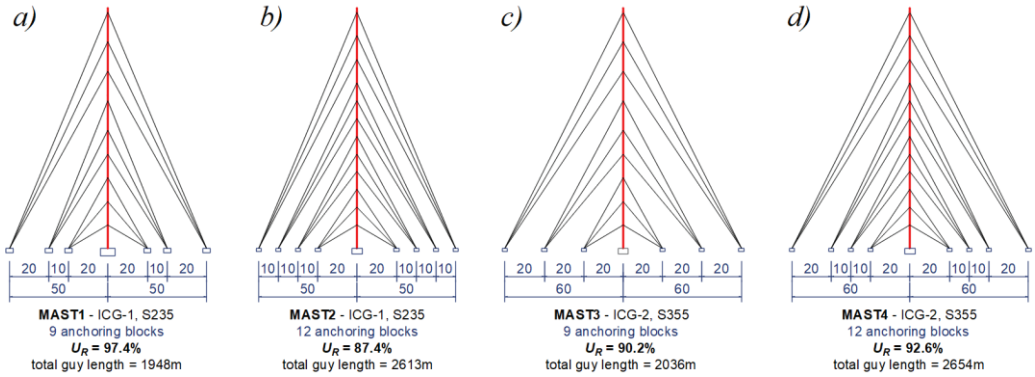


Figure 4: Selected initial mast layouts

4. CONCLUSIONS

The use of equivalent static analysis and a beam-column mast model significantly simplify modelling process of tall steel guyed mast structures. However, the large number of guy ropes, the wide range of load cases and the strong interdependence mast geometry and loading require substantial time and effort in the early stages of structural design. Automation is therefore a logical solution to these challenges. The developed MATLAB-based OAPI framework enables automated modelling, FE analysis in SAP2000 and utilization checks of the anemometric guyed masts. It generates feasible layout combinations and the corresponding FE models, performs the analyses, collects and structures the results, and finally evaluates them through the required design checks.

The efficiency of the developed OAPI framework is demonstrated through a case study involving a 122m guyed mast with extreme wind loading conditions ($v_{b,0}$=29 m/s) and two considered glaze ice classes (ICG-1, ICG-2). The results show that, for ICG-1, S235 steel is sufficient, while under ICG-2 S355 steel is required. For each ice class, two mast layouts are identified as the most suitable: layouts with the minimum number of anchoring blocks (9) and maximum spacing between guy levels (15m) minimize the execution time, while layouts with a higher number of anchoring blocks (12) and maximum spacing between guy levels (12m) are more appropriate for less favourable soil conditions.

The presented study demonstrates the benefits of automating the design process for analytically complex structures such as guyed masts. The developed framework enables fast and efficient evaluation of numerous possible configurations and supports the selection of the final mast layouts that balance material grade, execution efficiency and foundation requirements.

ACKNOWLEDGMENTS

This research is financially supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the project 200092.

REFERENCES

[1] Nielsen M. G, Støttrup-Andersen U. Design of guyed masts. 2nd Latin American Symposium on Tension Structures, Caracas, Venezuela, 2005.

[2] Marjanović M, Milojević M, Jočković M. Important aspects in design of anemometric steel masts in the Republic of Serbia. 16th Congress hosted by Association of Structural Engineers of Serbia, Aranđelovac, Serbia, 2022, 492-503.

[3] Jiang W. Q, Wang Z. Q, McClure G, Wang G. L, Geng J. D. Accurate modeling of joint effects in lattice transmission towers, Engineering Structures, 33 (2011), 1817-1827.

[4] Zhuge Y, Mills J. E, Ma X. Modelling of steel lattice tower angle legs reinforced for increased load capacity, Engineering Structures, 43 (2012), 160-168.

[5] Erdem R. T. Analysis of guyed steel lattice mast subjected to environmental loads, Gradjevinar, 67 (7), 2015, 681-689.

[6] Madugula M, Wahba Y, Monforton G. Dynamic response of guyed masts, Engineering Structures, 20 (1998), 1097–1101.

[7] Wahba Y, Madugula M, Monforton G. Effect of icing on the free vibration of guyed antenna towers, Atmospheric Research, 46 (1998), 27-35.

[8] Matuszkiewicz M. Calculation of guyed masts in accordance with EN 1993-3-1 standard taking into account mast shaft geometrical imperfections, Engineering Structures, 33 (2011), 2044–2048.

[9] Belavičius R, Jatulis D, Šešok D. Some insights on the optimal schemes of tall guyed mast, Journal of Civil Engineering and Management, 19 (2013) 5, 749-758.

[10] Bell L. C, Brown D. M. Guyed Tower Optimization, Computers & Structures, 6 (1976), 447-450.

[11] Belavičius R, Jatulis D, Šešok D. Optimization of tall guyed masts using genetic algorithm, Engineering Structures, 56 (2013), 239-245.

[12] Belavičius R, Jatulis D, Rusakevičius D. Optimal Schemes of Tall Pinned Masts, KSCE Journal of Civil Engineering, 28 (2024), 904-915.

[13] Jočković M, Milojević M, Martinović D, Fric N, Marjanović M. Towards automating the structural design of guyed masts, Gradjevinar, 2026, article in press.

[14] MathWorks: MATLAB Documentation, The MathWorks Inc, Natick, MA, 2025.

[15] SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual, Computers and Structures Inc. Berkeley, 1995.

[16] SRPS EN 1993-3-1: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 3-1: Towers, masts and chimneys - Towers and masts, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[17] SRPS EN 1990: Eurocode – Basis of structural design, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[18] SRPS EN 1991-1-4: Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[19] SRPS EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[20] SRPS EN 12385-4: Steel wire ropes - Safety - Part 4: Stranded ropes for general lifting applications, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2009.

[21] SRPS EN 1993-1-11: Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[22] ISO 12494:2017. Atmospheric icing of structures. International Organization for Standardization, 2017.

[23] SRPS EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2012.

[24] SRPS EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules, Belgrade, Serbia, Institute for Standardization of Serbia, 2017.

E-16
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026004M

Uroš Mirković[1], Nikola Mirković[2], Vladan Kuzmanović[3]

NUMERICAL THERMAL ANALYSIS OF WIND TURBINE FOUNDATIONS WITH A FORCED CONCRETE COOLING SYSTEM

Summary: Wind turbine foundations belong to the category of massive concrete structures, in which controlling the temperature rise during the early stage of concrete hardening is of crucial importance for preventing cracks caused by thermal tensile stresses. This paper presents an example of a staged thermal analysis of massive wind turbine foundation within a wind farm in the Republic of Serbia. The analysis was carried out using the finite element method. Special attention was given to the impact of forced concrete cooling systems on the development and attainment of maximum temperatures during the cement hydration process. The calculations were performed in accordance with applicable national and international standards and guidelines, including Eurocode and ACI. The obtained conclusions contribute to a better understanding of the thermal processes and indicate the necessity of applying measures aimed at reducing peak concrete temperatures.

Keywords: thermal analysis, mass concrete, heat of hydration, wind turbine foundation slab, finite element method, forced cooling system

TERMIČKA ANALIZA TEMELJA VETROGENERATORA SA PRIMENOM SISTEMA PRINUDNOG HLAĐENJA BETONA

Rezime: Temeljne ploče vetrogeneratora spadaju u masivne betonske konstrukcije kod kojih je upravljanje porastom temperature u ranoj fazi očvršćavanja betona od presudne važnosti za sprečavanje pojave prslina izazvanih termičkim naponima zatezanja. U radu je prikazan primer fazne termičke analize masivnog temelja vetrogeneratora u okviru jednog vetroparka u Republici Srbiji. Analiza je sprovedena primenom metode konačnih elemenata. Posebna pažnja posvećena je uticaju sistema za prinudno hlađenje betona na razvoj i dostizanje maksimalnih temperatura tokom procesa hidratacije cementa. Proračuni su izvršeni u skladu sa važećim domaćim i međunarodnim standardima i smernicama, uključujući Evrokod i ACI. Dobijeni zaključci doprinose boljem razumevanju termičkih procesa i ukazuju na neophodnost primene mera za snižavanje vršnih temepratura u betonu.

Ključne reči: termička analiza, masivni beton, toplota hidratacije, temelj vetrogeneratora, metoda konačnih elemenata, prinudno hlađenje

[1] Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“ doo, Beograd, Republika Srbija, uros.mirkovic@jcerni.rs
[2] Institut za vodoprivredu „Jaroslav Černi“ doo, Beograd, Republika Srbija
[3] Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, Republika Srbija

1. INTRODUCTION

Extreme thermal conditions within concrete elements represent one of the main characteristics of mass concrete structures. The temperature rise in such elements represents a serious challenge, as it must remain within the limits prescribed by relevant standards and regulations. Furthermore, the increase in temperature also leads to larger temperature differences between the inner and surface zones of the massive element. These two factors have a decisive influence on concrete quality, on the durability of the concrete mixture and the entire structure throughout its designed service life [1]. Inadequate temperature control in concrete may lead to the development of high thermal stresses and, consequently, to cracking.

The central part of a massive structure is exposed to adiabatic or quasi-adiabatic conditions, which occur when ambient conditions have a negligible influence on temperature rise. In other words, the heat remains "trapped" within the element and dissipates slowly. Experience has shown that adiabatic or quasi-adiabatic conditions occur at depths greater than approximately 0.6 m from the concrete surface. This means that elements thicker than 1.2 m are more susceptible to temperature rise [2]. During the concreting of massive elements, the maximum temperature value in concrete is most commonly reached within the first three days after placement. The maximum temperature within concrete is the sum of the initial temperature of the concrete mix at the time of placement and the temperature rise resulting from the hydration process.

Once concrete has been placed in a mass concrete element, the options for cooling its core become very limited. The removal of previously installed thermal insulation blankets has only a minimal effect on the core temperature. The measures typically considered include modifying the concrete mix design (which is often not feasible due to the high strength requirements of the concrete), dividing the foundation into multiple layers (which is likewise frequently impractical because of construction schedules or other constraints), and installing cooling pipes through which water of a specified temperature and flow rate is circulated (generally regarded as the most effective solution). It should also be noted that controlling the concrete surface temperature relative to the maximum temperature in the core is essential and is commonly achieved by covering the surface with thermal insulation blankets [1].

The key to achieving high-quality mass concrete is the preparation of a proper Thermal Control Plan. A Thermal Control Plan represents a collection of all information regarding materials, placement procedures, and cooling methods required to ensure the proper implementation of the Concrete Design Plan itself. According to the relevant regulation [3], the maximum concrete temperature must be limited to 70.0°C. Additionally, under no circumstances may the maximum concrete temperature exceed 85.0°C. Regulations also often provide guidelines regarding the maximum allowable temperature drop in concrete during the first 24 hours. A good Thermal Control Plan also defines the conditions under which thermal protection measures are terminated, such as the removal of insulation materials or the completion of temperature monitoring, taking into account the limits and/or concrete strength development over time prescribed by regulations [1].

According to the standard SRPS EN 13670 [4], which is applicable in the Republic of Serbia, the concrete temperature shall not exceed 70.0 °C for the purpose of thermal behavior control, unless it can be demonstrated that higher temperatures will not have a significant adverse effect on the properties of the concrete.

The main issue related to exceeding the allowable temperature limits concerns the occurrence of delayed ettringite formation, which is a common product of cement hydration. Its role is to consume most of the sulfates present in the mixture and prevent excessively rapid setting of concrete. Ettringite formed during the early stages is referred to as "primary ettringite." However, when the early-age concrete temperature is excessively high, primary ettringite becomes unstable, which may lead to delayed ettringite formation. The harmful effects may appear only years later, when, in the presence of moisture, ettringite forms again, causing the concrete to expand and

crack [1]. This initiates processes that lead to a reduction in the durability, serviceability, and service life of the structure; therefore, the provision in SRPS EN 13670 allowing verification that temperatures exceeding 70.0°C will not have a significant adverse effect is highly problematic.

The American standards ACI 207.1R-05 [2] and ACI 301 [3] provide the following recommendations for the control and monitoring of thermal behavior: the maximum temperature in concrete after placement shall not exceed 70.0 °C; the maximum temperature difference between the center of a mass concrete structure and its surface shall not exceed 20.0 °C; a Thermal Control Plan shall be prepared, containing the following: a description of the materials to be used, the adiabatic temperature rise in the structure, the maximum temperature based on the expected conditions during concrete placement and curing, a description of the measures to be undertaken to ensure that placement temperatures do not exceed the defined limit, the maximum temperature difference based on the expected conditions during placement and curing, a description of the measures to ensure that temperature differences do not exceed the defined limit, a description of the equipment and procedures to be used for monitoring and recording temperatures and temperature differences, drawings showing the locations of measuring equipment, a description of the curing methods and curing duration, and a procedure for submitting data to the engineer.

Reference [5] presents an example of a phased thermal analysis for three massive wind turbine foundations with variations in the initial concrete mixture temperatures in order to predict peak temperatures during the cement hydration process. The results indicate that the predicted peak temperatures exceed the limits prescribed by the regulations, highlighting the necessity of implementing appropriate measures for reducing concrete temperatures.

Within the scope of this paper, which represents a continuation of the research presented in the case study [5], presents a temperature reduction measure for the largest of the analyzed foundations for one selected initial concrete temperature. The proposed measure is based on forced cooling using a pipe system through which water of a predefined temperature circulates.

2. THERMAL PROCESSES IN MASS CONCRETE

2.1. BASIC HEAT TRANSFER EQUATIONS

The temperature variation of a homogeneous isotropic body over time is described by the Fourier heat conduction equation:

$$\rho c \frac{dT}{d\tau} = k\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) + Q, \tag{1}$$

where: ρ is the material density [kg/m^3], c is the specific heat capacity of concrete [J/(kg K)], T is the temperature [°C], k is the thermal conductivity coefficient [W/(m K)] and Q is the volumetric heat flux density of the heat source [W/m^3].

In practical problem-solving, the objective is to determine the solution T(x,y,z,τ) of Equation (1), that satisfies the corresponding initial and boundary conditions.

The initial conditions imply that the temperature distribution at the initial time (τ = 0) is known and defined by the temperature field T(x,y,z,0), while the boundary conditions define the heat flux exchanged between the body (of the concrete structure) and the surrounding environment:

$$-k\left(\frac{\partial T}{\partial n}\right) = q_c + q_r, \tag{2}$$

where: ∂T/∂n represents the temperature field gradients on the concrete surfaces [°C/m], q_c is the convective heat flux [W/m²] (which defines heat conduction), and i q_r is the radiative heat flux [W/m²] (which defines heat exchange between the structure and environment).

The heat exchanged between the concrete surfaces and air, is given by Newton's law of cooling:

$$q_c = h_c(T - T_a), \tag{3}$$

where: T is the concrete surface temperature [°C], T_a is the ambient air temperature [°C], and h_c is the convective heat transfer coefficient [W/m²·K].

The heat exchanged by radiation between the concrete surfaces and the environment is described by the linearized Stefan-Boltzmann radiation law:

$$q_r = h_r(T - T_a), \tag{4}$$

where h_r is the linearized radiation coefficient [W/m²·K], defined by the following [6]:

$$h_r = \varepsilon\sigma(T^2 + T_a^2)(T + T_a), \tag{5}$$

where ε is the surface emissivity and σ is the Stefan–Boltzmann constant ($5.669 \cdot 10^{-8}$ W/m²).

Taking into account Equations (3) and (4), the boundary condition (2) can be written in the following form:

$$-k\left(\frac{\partial T}{\partial n}\right) = h(T - T_a), \tag{6}$$

where h is the combined (h_c+h_r) convective coefficient [W/m²·K].

2.2. HYDRATION PROCESS

During concrete hardening, heat is released through the cement hydration process, depending on the chemical and mineralogical composition of the cement.

The hydration heat release curve is often approximated by the following equation [7]:

$$Q_t(\tau) = Q_{max}(1 - e^{-m \cdot \tau}) \tag{7}$$

where: $Q_t(\tau)$ is the released hydration heat from concrete at time τ [J], Q_{max} is the maximum amount of hydration heat that can be released from concrete of a given composition under complete cement hydration [J], m is an empirical parameter depending on the cement type [1/h], and τ is time [h].

Experimental studies have shown that during the first 7 to 10 days of concrete hardening, up to 80.0% of the heat generated by cement hydration is released, while in the later stages of hardening the heat release process slows down [7, 8].

The temperature increase caused by the heat generated during cement hydration may induce the highest tensile stresses in concrete during the construction period, since the adiabatic temperature rise can exceed 50.0°C [7], and is determined using the following equation:

$$T_h = \frac{q_t \cdot K}{c \cdot \rho} \tag{8}$$

where: T_h is the temperature increase caused by the heat of cement hydration [°C], q_t is the amount of released heat [J/kg], K is the mass of cement per unit volume [kg/m³], c is the specific heat capacity of concrete [J/(kg·K)], and ρ is the density of concrete [kg/m³].

2.3. TEMPERATURE OF FRESH CONCRETE MIX

The formation and development of the temperature field in mass concrete structures are strongly influenced by the temperature of the fresh concrete mix at the time of mixing and placement. [9, 10].

In order to reduce the initial temperature of the concrete mix, the following measures are applied: the use of low-heat (slow-hardening) cements, reduction of cement content, application of retarders, cooling of mixing water, use of ice, and protection of silos and aggregates from direct solar radiation, and similar measures. From the standpoint of construction technology, additional measures include staged concreting, concreting during nighttime, cooling and curing of concrete surfaces, the use of forced cooling systems through embedded pipes, or the use of precast elements in which the hydration process has already been completed [5].

2.4. HEAT EXCHANGE FROM EXPOSED AND PROTECTED SURFACES

Heat exchange between a concrete structure and the surrounding environment occurs due to temperature differences between the concrete surface and the ambient air temperature. The intensity and rate of this process depend on the magnitude of the temperature difference (influenced by air temperature, solar radiation, and cement hydration), material properties, and the environmental conditions in which the structure is placed [5].

In the case of exposed concrete surfaces that are directly subjected to environmental conditions, heat exchange occurs more intensively. Heat is transferred by convection between the concrete surface and the air, by radiation to the surroundings (particularly during nighttime when the concrete surface cools by emitting heat to a colder environment), and by evaporation of water from the concrete surface. In contrast, for protected concrete surfaces, heat exchange is significantly slower. Protection may be provided in the form of formwork, thermal insulation blankets, protective foils, insulation layers, or other materials that reduce direct contact between concrete and the environment. These protective layers act as a barrier that slows down heat transfer between the concrete and its surroundings, thereby ensuring a more uniform cooling of the structure [5].

2.5. TEMPERATURE OF THE FOUNDATION MEDIUM

The temperature of the surrounding medium at the foundation level is practically unaffected by seasonal variations in air temperature and, except for the near-surface layer, may be assumed to remain constant and equal to the long-term average temperature measured at a depth of approximately 50 cm below ground level [9, 10].

3. NUMERICAL MODEL FOR THERMAL ANALYSIS

3.1. BASIC DATA ON THE STRUCTURE AND NUMERICAL MODEL

For the foundation of a wind turbine, a concrete footing with a volume of 1142.0 m³ and a diameter of ⌀26.2 m is designed (Figures 1 and 2). The foundation concrete is class C45/55, using cement CEM II/A-L 42.5 R in an amount of 430.0 kg/m³. In the central part of the foundation cross-section, a steel anchor cage for the installation of the tower structure is located, as well as pipes (Figure 2, shown in blue) used for routing installations from the wind turbine. Beneath the structure, a blinding layer is provided, serving to improve bearing capacity [5].

Concrete placement on site, located in the mountainous region of eastern Serbia, was carried out between October and January. Minimum ambient temperatures at the site occur in February (-6.0°C), while maximum temperatures occur in August (23.0°C). The average temperature in spring and autumn is about 15.0°C, while the average winter temperature is about 2.5°C.

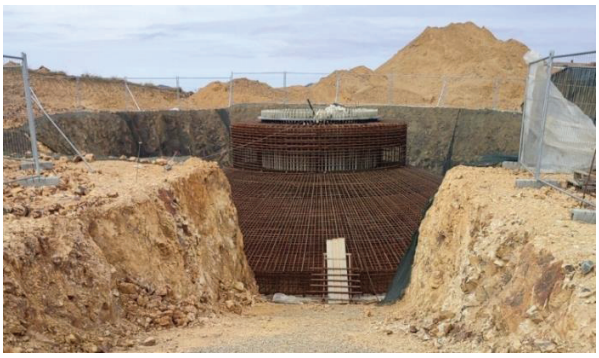


Figure 1: Layout of the reinforcing cage of the wind turbine foundation at the construction site

The three-dimensional structural model of the foundation includes the concrete slab together with the lean concrete layer. Modeling the lean concrete layer enables a more realistic simulation of phenomena in the foundation interface zone, as well as heat exchange between the medium and the concrete structure.

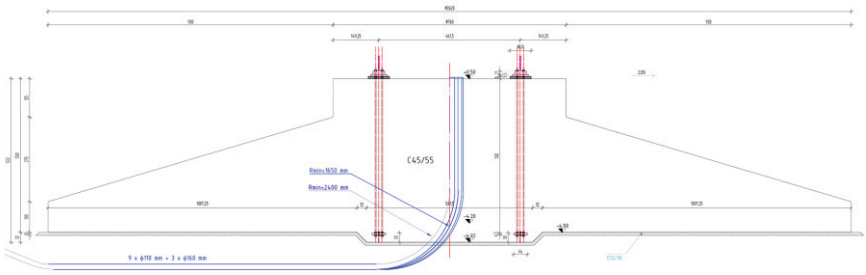


Figure 2: Cross-section of the wind turbine foundation slab

For the purpose of modeling thermal processes, a three-dimensional finite element (FEM) model was developed (Figure 3). The total number of finite elements in the model is 125,531.

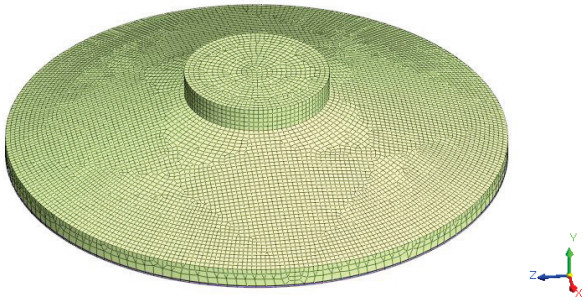


Figure 3: Finite element mesh of the wind turbine foundation slab

The developed numerical model includes the construction phase of the lean concrete layer at a constant temperature, assumed equal to the adopted medium temperature, as well as the concrete placement phase of the slab in which the cement hydration process is considered. The following thermal and concrete hydration parameters were used for the thermal analysis:

- thermal conductivity coefficient: $k = 2{,}50$ W/(m K)
- specific heat capacity: $c = 900{,}0$ J/(kg K)
- thermal expansion coefficient: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ 1/°C
- combined convective heat transfer coefficient: $h_1 = 25{,}0$ J/(m² K)
- cement content in concrete mix: 430,0 kg/m³

The calculations were performed using a cement hydration curve corresponding to Portland cement with high early strength for each of the three foundations [5, 11].

3.2. BOUNDARY CONDITIONS FOR THERMAL ANALYSIS

In the thermal analysis, the following boundary conditions were considered: the interface between previously cast and newly placed concrete layers, concrete surfaces in contact with air, the temperature of the fresh concrete mix of the foundation, the temperature of the cooling water in the forced cooling system, and the medium temperature.

A thermal boundary condition allowing free heat conduction between concrete layers was assigned to the foundation, at the locations of contact surfaces. On concrete surfaces exposed to air, ambient temperatures were prescribed according to the function shown in Figure 4. The influence of solar radiation was not considered in this model, taking into account the duration of the thermal analysis and the fact that during concreting and subsequent hardening, the concrete

surface was covered with lightweight opaque PVC protective foils. The initial temperature of the fresh concrete mix (T_{init}) was assumed to be 15.0 °C, while the medium temperature was taken as 13.0 °C [5]. The temperature of the cooling water in the forced cooling system (T_{water}) was assumed to be 20.0 °C. The concrete curing process during hardening was not considered within the developed model.

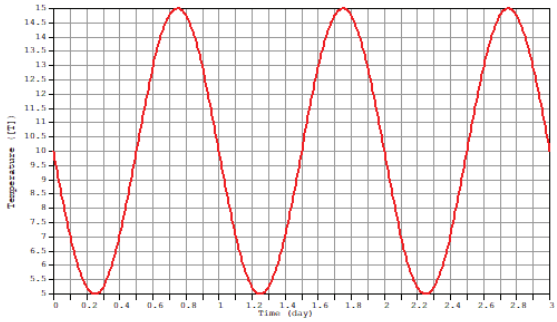


Figure 4: Ambient air temperature values

In accordance with the concreting schedule, the thermal analysis assumes that the foundation is cast within a single day, while the calculations were performed over a total period of 7.0 days in order to determine peak temperatures resulting from the cement hydration process, which is most pronounced during the first 3 days after concreting [5].

4. CALCULATION RESULTS

4.1. PRESENTATION OF TEMPERATURE FIELD RESULTS

Figures 5-8 show the temperature field distribution in the mass concrete of the wind turbine foundation for selected days within the analysis period.

The influence of low air temperatures is clearly visible in the near-surface zones of the structure.

A similar effect is also observed in the foundation interface zone, where the temperature of the rock mass significantly contributes to the cooling of the concrete.

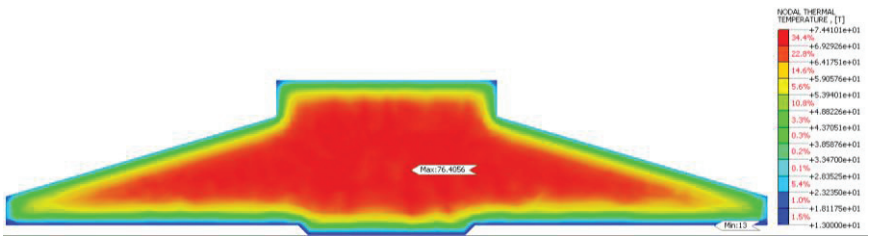


Figure 5: Temperature field: Day 1

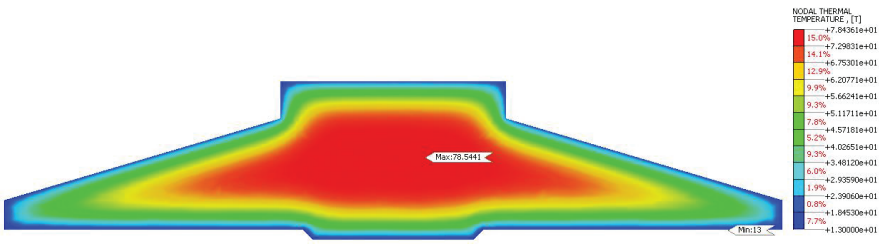


Figure 6: Temperature field: Day 3

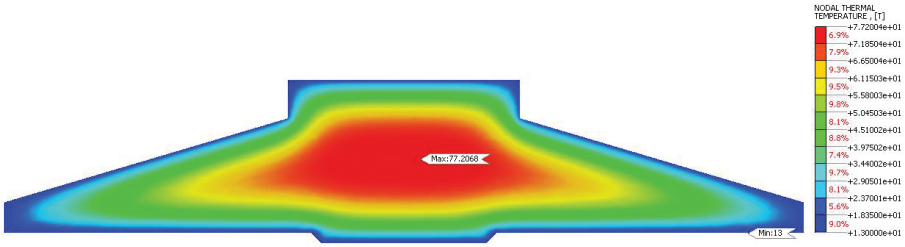


Figure 7: Temperature field: Day 5

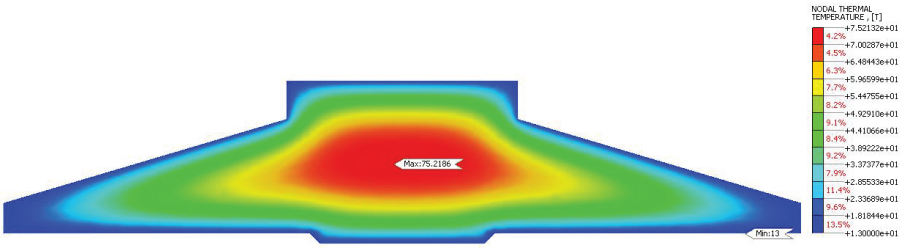


Figure 8: Temperature field: Day 7

4.2. EFFECT OF THE FORCED CONCRETE COOLING SYSTEM

In Figures 9-11, the influence of the forced cooling system on the extreme temperature values in the concrete occurring on the second day after construction is presented.

The figures clearly show a reduction in the maximum concrete temperature to a value below the limit specified by the national regulation (70.0 °C) [4]. This effect was achieved through an optimal arrangement of cooling pipes in both the horizontal and vertical directions, as well as through control of the cooling water temperature within the forced cooling system for mass concrete.

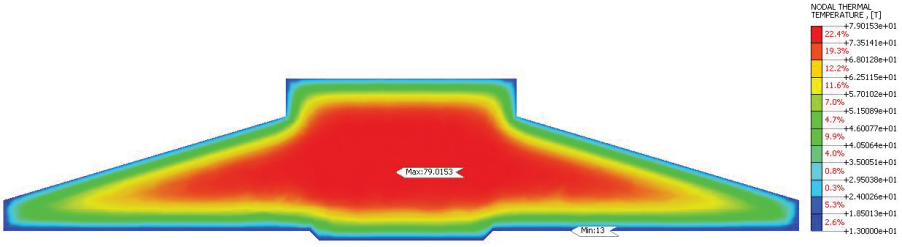


Figure 9: Temperature field: Day 2 (Tmax)

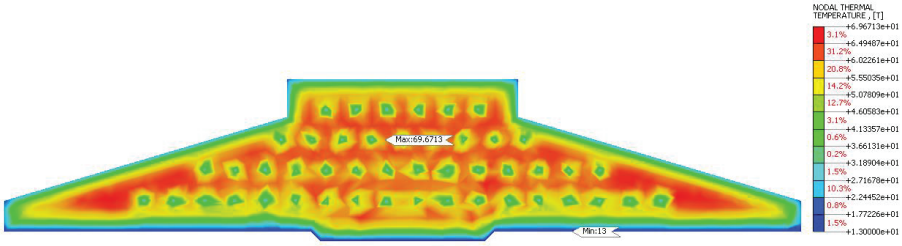


Figure 10: Temperature field with forced cooling: Day 1 (Tmax)

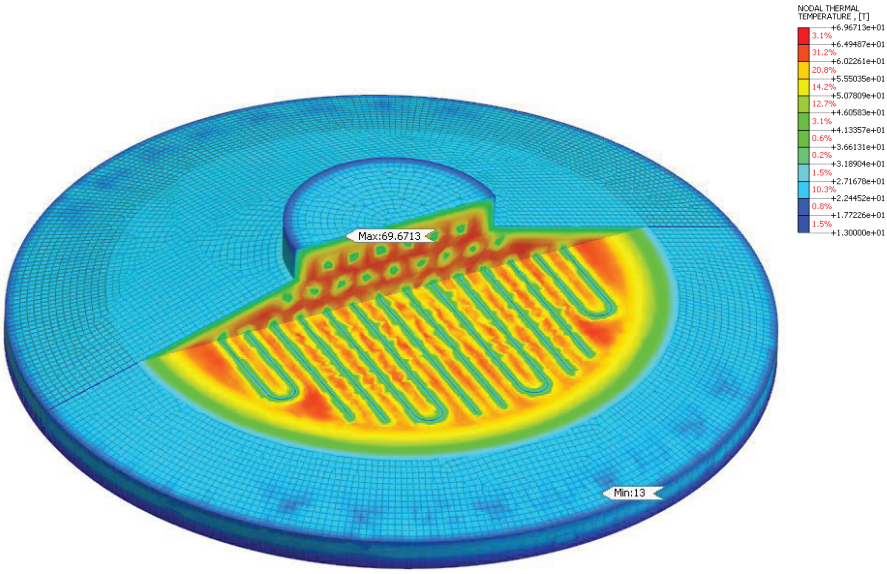


Figure 11: Temperature field with forced cooling (combined vertical section with a horizontal section through the third layer from the top): Day 1 (Tmax)

4.3. TABULAR PRESENTATION AND DISCUSSION OF CALCULATION RESULTS

The obtained calculation results are presented in Table 1.

Table 1: Maximum temperature values for each day of the analysis period.

T_{init} [°C]	T_{water} [°C]	Temperature for the considered day [°C]						
		1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.
15,0	-	76,41	**79,02**	78,54	77,95	77,21	76,31	75,22
15,0	20,0	**69,67**	65,54	57,67	49,95	43,38	38,04	33,72
	Difference:	**6,74**	**13,48**	**20,87**	**28,0**	**33,83**	**38,27**	**41,50**

It can be observed that the extreme concrete temperature, when the forced cooling system is not used, occurs on the second day after concreting, when the temperature reaches 79.02 °C, which is significantly above the limit prescribed by both domestic and international standards.

On the other hand, the maximum concrete temperature in the case where the forced cooling system is applied occurs on the first day after concreting and amounts to 69.67 °C, which demonstrates the effectiveness of the presented cooling system.

The system provides a significant reduction in maximum concrete temperatures (by more than 40.0 °C in cases where it remains active even after 7 days of concreting), as well as a reduction in temperature gradients between the core and the surface of the structure, thereby effectively reducing the risk of tensile thermal stresses.

Through precise definition of the system geometry and parameters using numerical modelling, it is possible to accurately control the heat removal process from a massive concrete element.

In order to properly operate such a system, real-time monitoring of concrete temperature development is necessary. Devices for continuous measurement and data recording are recommended. As a minimum, one temperature sensor should be installed at the center of each foundation and one near the surface, at a depth of 50.0-75.0 mm.

Concrete curing procedures should be initiated immediately after the placement of each concrete layer. Concrete surfaces must be protected from rapid drying and excessive heat exchange between the concrete and the surrounding environment.

5. CONCLUSION

Based on the presented findings, the principal contribution of this research is the development of a procedure for conducting phased thermal analysis of mass concrete foundations that includes a forced concrete cooling system.

The presented results show that the temperature rise in the foundation is most strongly influenced by the concreting sequence (placing a large volume of concrete in a single day), as well as the cement hydration process during the first days after casting. As a result, despite relatively low external air temperatures, concrete temperatures of up to 80.0 °C occur within the structure, thereby exceeding the allowable limit defined by the relevant regulations for concrete construction.

These findings indicate the necessity of applying forced cooling measures using embedded pipes through which cooling water circulates. The arrangement of pipes, water temperature, and flow rate can be determined through thermal analysis based on the finite element method.

The findings of the analysis provide a better understanding of thermal processes in mass concrete and may support design decision-making aimed at improving the durability, serviceability, and long-term reliability of mass concrete structures.

REFERENCES

[1] Alizadeh, A., De Carufel, S., Fahim, A., Ghods, P. and Mariani, I. Mass concrete: Governing guidelines and standards for mass concrete applications, Giatec Scientific Inc. 2022, Otawa.

[2] ACI 207.1R-05 Guide to Mass Concrete

[3] ACI 301 Specifications for Concrete Construction

[4] SRPS EN 13670:2012 Izvođenje betonskih konstrukcija

[5] Mirković, U., Mirković, N. Termička analiza vršnih temperatura masivnih temelja vetrogeneratora, Građevinski kalendar, 57(1), 17-36, 2026, doi: 10.5937/GK25057017M

[6] Sheibany, F.; Ghaemian, M. Effects of environmental action on thermal stress analysis of Karaj concrete arch dam. J. Eng. Mech. 2006, 132, 532–544.

[7] Petrović, P. Hidrotehničke Konstrukcije, drugi deo; Građevinski Fakultet: Beograd, Srbija, 2002.

[8] Schindler, A.K.; Folliard, K.J. Influence of supplementary cementing materials on the heat of hydration of concrete. In Pro-ceedings of the Advances in Cement and Concrete IX Conference, Copper Mountain Conference Resort in Colorado, Copper Mountain, CO, USA, 10-14 August 2003.

[9] Kuzmanović, V. Thermal-Stress Analysis of Roller Compacted Concrete Dams. Ph.D. Thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Beograd, Serbia, 2007.

[10] Mirković, U., Kuzmanović, V. and Todorović, G. Influence of Monolith Length on Temperature Field of Concrete Gravity Dams. Applied Sciences, 2024, 14, 3248. https://doi.org/10.3390/app14083248

[11] Japan Society of Civil Engineers (JSCE). (2007). Standard Specifications for Concrete Structures-2007.

[12] Muravljov, M. Građevinski materijali, 1995., Beograd

[13] Léger, P.; Venturelli, J.; Bhattacharjee, S.S. Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 1: Modeling. Can. J. Civ. Eng. 1993, 20, 999–1017.

[14] Léger, P.; Venturelli, J.; Bhattacharjee, S.S. Seasonal temperature and stress distributions in concrete gravity dams. Part 2: Behavior. Can. J. Civ. Eng. 1993, 20, 1018–1029.

ДГКС ASES | E-17
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026028K

Ivana Karadžić[1]

MACHINE LEARNING-BASED PREDICTION OF CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH FOR STRUCTURAL ENGINEERING APPLICATIONS

Summary: The increasing availability of experimental data in civil engineering has created new opportunities for the application of artificial intelligence techniques in structural engineering research. Machine learning approaches provide powerful tools for identifying complex relationships between material composition and mechanical properties. In this study, data-driven methods are applied to investigate the prediction of concrete compressive strength using a publicly available experimental dataset. The considered parameters include the main components of concrete mixtures as well as the age of concrete specimens. The objective is to explore the capability of machine learning models to capture nonlinear relationships between mixture composition and the resulting compressive strength. The presented framework represents a preliminary step toward broader applications of artificial intelligence in structural engineering problems, including reinforced concrete elements such as beam–column joints.

Keywords: machine learning, concrete compressive strength prediction, artificial intelligence in structural engineering, data-driven modelling, reinforced concrete structures

PREDVIĐANJE ČVRSTOĆE BETONA PRI PRITISKU PRIMENOM MAŠINSKOG UČENJA

Rezime: Sve veća dostupnost eksperimentalnih podataka u građevinarstvu stvorila je nove mogućnosti za primjenu tehnika vještačke inteligencije u istraživanjima iz oblasti konstrukcija. Pristupi zasnovani na mašinskom učenju predstavljaju moćan alat za identifikaciju složenih veza između sastava materijala i njihovih mehaničkih svojstava. U ovom radu primijenjene su metode zasnovane na analizi podataka za predviđanje čvrstoće betona pri pritisku korišćenjem javno dostupnog eksperimentalnog skupa podataka. Razmatrani parametri obuhvataju osnovne komponente betonske mješavine, kao i starost uzoraka betona. Cilj istraživanja jeste ispitivanje sposobnosti modela mašinskog učenja da opišu nelinearne odnose između sastava betonske mješavine i ostvarene čvrstoće pri pritisku. Predloženi pristup predstavlja početni korak ka široj primjeni vještačke inteligencije u rešavanju problema iz oblasti konstruktivnog inženjerstva, uključujući armiranobetonske elemente, kao što su grede, stubovi i spojevi greda i stubova.

Ključne reči: mašinsko učenje, čvrstoća betona pri pritisku, vještačka inteligencija, predviđanje čvrstoće, armiranobetonske konstrukcije.

[1] University of Montenegro, ivana.k@ucg.ac.me

1. INTRODUCTION

Machine learning methods have become increasingly important in civil engineering for solving complex problems involving nonlinear relationships between material properties and structural performance [1,2]. In recent years, artificial intelligence techniques have shown significant potential in predicting the mechanical properties of concrete, optimizing mix design, and reducing the need for extensive experimental testing [1,2]. Among these approaches, machine learning models have attracted considerable attention due to their ability to identify complex patterns within experimental datasets and provide accurate predictions based on multiple input parameters [3].

Concrete compressive strength represents one of the most important mechanical properties of concrete and plays a key role in the design and assessment of reinforced concrete structures. However, predicting compressive strength remains a challenging task due to the nonlinear interaction between concrete constituents, curing conditions, and concrete age. Traditional empirical and statistical approaches often show limited capability in capturing such nonlinear relationships, which has motivated the application of machine learning techniques in this field.

Several researchers have investigated the use of machine learning algorithms for predicting concrete compressive strength. Yeh [4] applied artificial neural networks for modeling high-performance concrete and demonstrated the capability of machine learning methods to successfully predict compressive strength based on mix composition. More recently, various studies confirmed the effectiveness of ensemble learning methods, particularly Random Forest algorithms, in handling nonlinear material behavior and improving prediction accuracy [2,3].

In this paper, machine learning techniques were applied for predicting concrete compressive strength using a publicly available experimental dataset containing information about concrete mixture proportions and curing age. Two machine learning approaches, Linear Regression and Random Forest Regression, were implemented and compared in terms of prediction accuracy and model performance. The obtained results demonstrate the applicability of machine learning methods in concrete engineering and highlight their potential for future applications in structural engineering problems involving reinforced concrete elements and beam-column connections.

2. DATASET AND METHODOLOGY

2.1. DATASET DESCRIPTION

A publicly available experimental dataset for concrete compressive strength prediction was used in this paper. The dataset contains quantitative information on the proportions of the principal concrete constituents expressed in kg/m^3, including cement, blast furnace slag, fly ash, water, superplasticizer, coarse aggregate, and fine aggregate, together with the curing age of each specimen. These variables represent the amounts of the constituent materials used in each concrete mixture and were selected as the input variables for the machine learning models. These variables are known to significantly influence the hydration process, microstructure development, and mechanical properties of concrete. It should be noted that the original dataset does not provide additional material specifications, such as the cement classification, aggregate grading or mineralogical properties, or the chemical type of the superplasticizer. Therefore, the present study is limited to the numerical mixture proportions available in the original experimental database developed by Yeh [4].

Table 1 summarizes the input variables considered in the machine learning analysis.

Table 1: Input variables

Variable	Units
Cement	kg/m³
Blast furnace slag	Slag content (kg/m³)
Fly ash	Fly ash content (kg/m³)
Water	Water content (kg/m³)
Superplasticizer	Superplasticizer content (kg/m³)
Coarse aggregate	Coarse aggregate content (kg/m³)
Fine aggregate	Fine aggregate content (kg/m³)
Age	Concrete age (days)

Table 2 summarizes the statistical characteristics of the input variables. The dataset covers a wide range of mixture proportions and curing ages, indicating considerable variability in the experimental concrete mixtures. Such variability makes the dataset suitable for developing and evaluating machine learning regression models over a broad range of concrete compositions and compressive strength values.

Table 2: The statistical characteristics of the input variables

Variable	Unit	Mean	Std.dev.	Minimum	Maximum
Cement	kg/m³	281.17	104.51	102	540
Blast furnace slag	kg/m³	73.9	86.28	0	359.4
Fly ash	kg/m³	54.19	64	0	200.1
Water	kg/m³	181.57	21.36	121.75	247
Superplasticizer	kg/m³	6.2	5.97	0	32.2
Coarse aggregate	kg/m³	972.92	77.75	801	1145
Fine aggregate	kg/m³	773.58	80.18	594	992.6
Age	days	45.66	63.17	1	365

2.2. DATA ANALYSIS AND PREPROCESSING

Prior to the implementation of machine learning models, the dataset was analyzed to examine the distribution, variability, and general characteristics of the experimental data. A descriptive statistical analysis was performed for all input and output variables, including mean values, standard deviations, minimum and maximum values, and quartile ranges. This preliminary analysis provided a better understanding of the dataset structure and the variability of the concrete mixture parameters and compressive strength values.

In addition to the statistical overview, graphical visualization of the compressive strength distribution was performed using a histogram. Figure 1 presents the distribution of compressive strength values contained in the dataset. The histogram indicates that the dataset covers a relatively wide range of concrete compressive strengths, which is beneficial for machine learning applications because it enables the models to learn relationships across different strength levels.

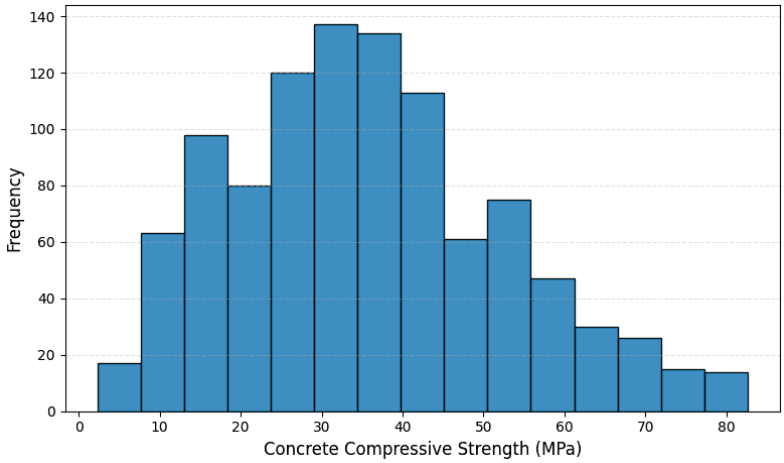


Figure 1: Distribution of concrete compressive strength values in the experimental dataset

After the initial data analysis, the dataset was divided into input variables and the target variable. The input variables included the parameters describing the concrete mixture composition and concrete age, while the target variable represented the compressive strength of concrete expressed in MPa.

The machine learning analysis was performed using the Python programming language within the Google Colab environment. Data processing, visualization, and model development were conducted using the Pandas, Matplotlib, and Scikit-learn libraries [5].

Subsequently, the dataset was randomly divided into training and testing subsets using the train_test_split function available within the Scikit-learn library [5]. In the present study, 80% of the dataset was used for model training, while the remaining 20% was reserved for testing and validation of the developed models. The training subset was used to learn the relationships between the input variables and concrete compressive strength, whereas the testing subset was used to evaluate the predictive performance of the developed models on previously unseen data.

The separation of data into training and testing subsets represents a standard procedure in machine learning applications and helps reduce the risk of overfitting, improving the reliability and generalization capability of the developed models [2,5].

2.3. MACHINE LEARNING MODELS

In this study, two machine learning approaches were implemented for predicting concrete compressive strength: Linear Regression and Random Forest Regression. The models were selected to compare the performance of a conventional linear method with a nonlinear ensemble learning approach. The overall workflow adopted in the study is presented in Figure 2.

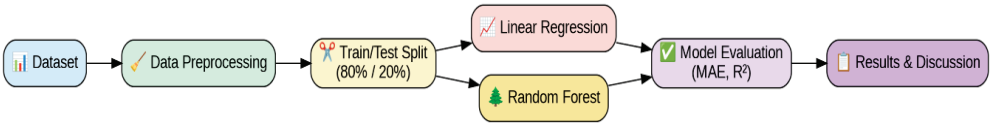


Figure 2: Workflow of the implemented machine learning methodology for concrete compressive strength prediction

Linear Regression represents one of the most widely used regression techniques in engineering and data analysis applications [6]. The method assumes a linear relationship between

the input variables and the target variable and estimates the relationship between concrete mixture parameters and compressive strength by fitting a linear function to the experimental data. Due to its simplicity and interpretability, Linear Regression is commonly used as a baseline model for evaluating the performance of more advanced machine learning algorithms. However, its predictive capability may become limited when dealing with highly nonlinear relationships between variables, which frequently occur in concrete material behavior.

In addition to Linear Regression, the Random Forest Regression algorithm was implemented in this study. Random Forest represents an ensemble learning method based on the construction of multiple decision trees and aggregation of their predictions in order to improve prediction accuracy and model robustness [7]. Unlike linear models, Random Forest algorithms are capable of capturing complex nonlinear relationships between variables and handling interactions among multiple parameters. This characteristic makes them particularly suitable for engineering problems involving heterogeneous experimental data and nonlinear material behavior.

The Random Forest model was implemented using the *RandomForestRegressor* algorithm available in the Scikit-learn library. A fixed random seed (*random_state = 42*) was specified to ensure the reproducibility of the results, while all other hyperparameters were retained at their default values. Consequently, the model was trained using 100 decision trees *(n_estimators = 100*), with unrestricted tree depth (*max_depth = None*), *min_samples_split = 2,* and *min_samples_leaf = 1*. No additional hyperparameter optimization or tuning was performed.

Both models were trained using the training subset of the dataset, while their predictive performance was evaluated using the testing subset based on the Mean Absolute Error (MAE) and the coefficient of determination (R^2) evaluation metrics presented in the following section.

2.4. MODEL EVALUATION

The performance of the implemented machine learning models was evaluated using the MAE and R^2. These metrics are widely used in regression-based machine learning applications and provide a reliable assessment of prediction capability and model accuracy [5].

The Mean Absolute Error is defined as (1):

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}|y_i - \hat{y}_i| \tag{1}$$

where n is the number of samples, y_i represents the experimentally measured compressive strength, and $\hat{y}_i$ denotes the value predicted by the model. MAE quantifies the average prediction error, with lower values indicating better predictive performance.

The coefficient of determination (R^2) is expressed as (2):

$$R = 1 - \frac{\sum(y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum(y_i - \bar{y}_i)^2} \tag{2}$$

where $\bar{y}_i$ is the mean value of the experimental observations. The R^2 metric represents the proportion of variance in the experimental data explained by the machine learning model. R^2 values closer to 1 indicate a better agreement between the predicted and experimentally measured values and therefore higher predictive capability of the model. The combined use of MAE and R^2 provides a comprehensive evaluation of model performance by simultaneously quantifying prediction error and assessing the ability of the model to capture variability within the experimental dataset.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. LINEAR REGRESSION RESULTS

The Linear Regression model was first implemented as a baseline prediction model for estimating concrete compressive strength. After training and testing the model using the prepared dataset, the obtained coefficient of determination was approximately 0.63 while the Mean Absolute Error reached approximately 7.75 MPa.

The obtained results indicate that the Linear Regression model was able to identify the general trend between the input parameters and compressive strength values, as presented in Table 3.

Table 3: Performance metrics of the Linear Regression model

Model	$MAE\ (MPa)$	R^2
Linear Regression	7.75	0.63

As shown in Figure 3, the predicted values generally follow the overall trend of the experimental results. However, a noticeable scatter around the ideal prediction line indicates that the Linear Regression model is not able to fully capture the nonlinear relationships between the input variables and concrete compressive strength.

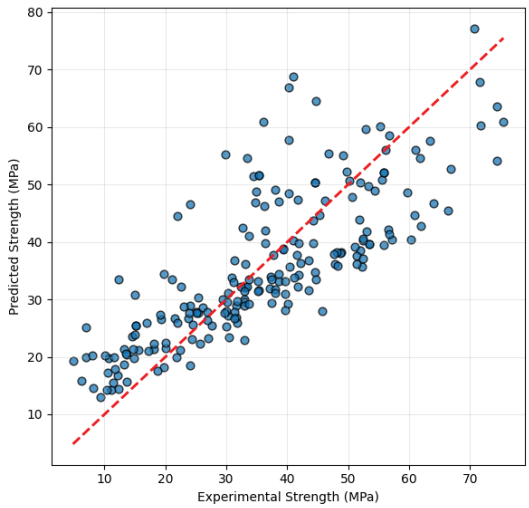


Figure 3: Comparison between experimental and predicted compressive strength values obtained using the Linear Regression model

Although the model captures the overall trend of the experimental data, the dispersion of points around the ideal prediction line increases at higher compressive strength values, indicating reduced prediction accuracy for stronger concrete mixtures.

However, the relatively moderate R^2 value and higher prediction error suggest that the linear model could not fully capture the complex nonlinear relationships between concrete mixture components and compressive strength. The limitations of Linear Regression are expected in this type of engineering problem because concrete behavior depends on multiple interacting parameters whose relationships are predominantly nonlinear. Consequently, the predictive capability of simple linear models becomes limited when applied to heterogeneous experimental datasets involving different mixture compositions and curing conditions.

These findings indicate that Linear Regression can serve as a useful baseline prediction model; however, its ability to represent the nonlinear behavior of concrete remains limited.

3.2. RANDOM FOREST RESULTS

In addition to Linear Regression, the Random Forest Regression model was implemented in order to improve prediction accuracy and better capture nonlinear relationships between the input parameters and concrete compressive strength. The performance of the Random Forest model is summarized in Table 4.

Table 4: Performance of the Random Forest Model

Model	$MAE\ (MPa)$	R^2
Random Forest	3.75	0.88

The Random Forest model achieved significantly better predictive performance than the Linear Regression model. The obtained coefficient of determination was $R^2 = 0.88$, while the Mean Absolute Error (MAE) was reduced to approximately 3.75 MPa. As illustrated in Figure 4, the predicted values are closely distributed around the ideal prediction line, indicating a strong agreement between the experimental and predicted compressive strength values.

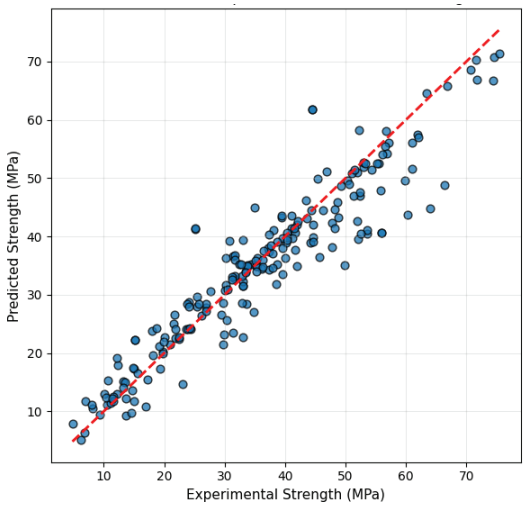


Figure 4: Comparison between experimental and predicted compressive strength values obtained using the Random Forest model

Compared with Figure 3, a noticeably smaller dispersion of the data points around the ideal prediction line can be observed.

The improved performance of the Random Forest model can be attributed to its ability to capture complex nonlinear relationships and interactions among multiple input variables through an ensemble of decision trees. Unlike Linear Regression, which assumes a linear relationship between the input parameters and the target variable, Random Forest models the nonlinear behavior of concrete mixtures, resulting in substantially improved prediction accuracy.

Overall, the obtained results confirm the strong potential of ensemble machine learning methods for predicting the mechanical properties of concrete. The high coefficient of determination and low prediction error demonstrate that the Random Forest algorithm is a reliable and effective tool for engineering applications involving complex material behavior and multiple interacting parameters.

3.3. MODEL COMPARISON

The predictive performance of the Linear Regression and Random Forest models was compared using both quantitative evaluation metrics and graphical analysis. Table 5 summarizes the obtained Mean Absolute Error (MAE) and coefficient of determination (R^2) values for both models, while Figures 3 and 4 compare the relationship between experimentally measured and predicted concrete compressive strength values.

Table 5: Performance metrics of the implemented machine learning models

Model	MAE (MPa)	R^2
Linear Regression	7.75	0.63
Random Forest	3.75	0.88

The Linear Regression model achieved an MAE of approximately 7.75 MPa and an R^2 value of 0.63, indicating a moderate prediction capability. In contrast, the Random Forest model substantially improved the prediction accuracy, reducing the MAE from 7.75 MPa to 3.75 MPa while increasing the coefficient of determination from 0.63 to 0.88. The graphical comparison presented in Figure 5 further supports these findings. This indicates a substantially better agreement between the predicted and experimentally measured compressive strength values. The improved performance of the Random Forest algorithm can be attributed to its ability to capture nonlinear relationships and complex interactions among multiple concrete mixture variables.

Overall, the comparison demonstrates that the Random Forest model provides a more accurate and reliable prediction of concrete compressive strength than the Linear Regression model. These findings highlight the advantages of ensemble learning techniques for engineering applications involving heterogeneous experimental data and nonlinear material behavior. Overall, the Random Forest model reduced the prediction error by approximately 52% while increasing the coefficient of determination by nearly 40% compared with Linear Regression. These findings indicate that ensemble learning techniques are well suited for predicting concrete compressive strength. Furthermore, they provide a reliable basis for future machine learning applications in structural engineering.

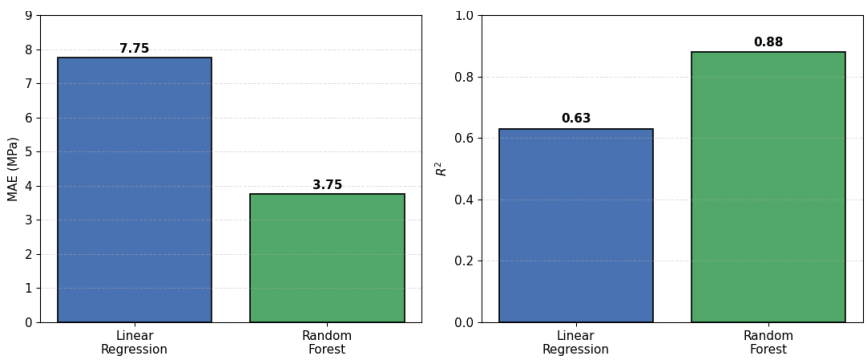


Figure 5: Comparison of the predictive performance of the Linear Regression and Random Forest models based on MAE and R^2

The obtained results are generally consistent with findings reported in previous studies on machine learning-based prediction of concrete compressive strength. Recent investigations have consistently shown that ensemble learning methods outperform conventional linear regression models due to their ability to capture complex nonlinear relationships among mixture constituents. For example, Elshaarawy et al. [1], Zhang et al. [8], Omotayo et al. [3], and Kalabarige et al. [2] reported that nonlinear and ensemble machine learning algorithms provide

high prediction accuracy for concrete compressive strength prediction. In the present study, the Random Forest model achieved an R^2 value of 0.88 and an MAE of 3.75 MPa, confirming the effectiveness of ensemble learning for concrete compressive strength prediction. Although some recent studies have reported higher prediction accuracy, they typically employed additional feature engineering, hyperparameter optimization, or more advanced ensemble learning algorithms. Therefore, the results obtained in this study are in line with the current state of research, given the relatively simple modelling framework adopted, without additional feature engineering or hyperparameter optimization.

3.4. FEATURE IMPORTANCE ANALYSIS

In addition to evaluating the predictive performance of the implemented machine learning models, a feature importance analysis was performed using the Random Forest algorithm to quantify the relative contribution of each input variable to the prediction of concrete compressive strength. Figure 6 presents the obtained feature importance values.

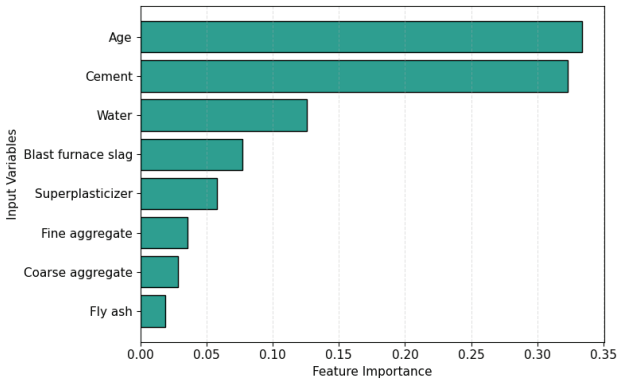


Figure 6: Feature importance obtained from the Random Forest model for predicting concrete compressive strength

The results indicate that concrete age, cement content, and water content are the most influential variables affecting concrete compressive strength prediction. These findings are consistent with the physical principles governing concrete behavior, since cement directly contributes to strength development, water influences the water-to-cement ratio, and concrete age controls the progress of hydration reactions [8].

The remaining variables, including blast furnace slag, fly ash, superplasticizer, and aggregate contents, also contribute to the prediction, although to a lesser extent. Overall, the feature importance analysis demonstrates that the Random Forest model not only provides accurate predictions but also offers valuable insight into the relative influence of individual mixture parameters, thereby enhancing the interpretability of the developed machine learning model [8].

From a practical engineering perspective, the developed Random Forest model can be used to support concrete mix design by providing rapid predictions of compressive strength for different combinations of mixture proportions and curing ages. Such predictions may assist engineers in evaluating alternative mix compositions before laboratory testing, thereby reducing the number of trial batches required during the mix design process. Although experimental validation remains essential for final verification, the proposed model can serve as an efficient decision-support tool during the preliminary stages of concrete mix design, contributing to reduced development time and material consumption.

4. CONCLUSION

In this study, machine learning techniques were applied to predict the compressive strength of concrete using a publicly available experimental dataset containing information on concrete mixture composition and curing age. Two machine learning approaches, Linear Regression and Random Forest Regression, were implemented and evaluated in terms of prediction accuracy and model performance.

The obtained results demonstrated that the Random Forest model outperformed the Linear Regression model, achieving an R^2 value of 0.88 and a Mean Absolute Error of approximately 3.75 MPa, compared with $R^2 = 0.63$ and MAE = 7.75 MPa for the Linear Regression model. These findings confirm the superior capability of the Random Forest algorithm to capture the nonlinear relationships between the input variables and concrete compressive strength.

In addition to its high prediction accuracy, the Random Forest model enabled the interpretation of the relative importance of the input variables. The feature importance analysis identified concrete age, cement content, and water content as the most influential variables affecting concrete compressive strength prediction, which is consistent with the established understanding of concrete behavior.

Overall, the findings demonstrate the strong potential of machine learning techniques for predicting concrete mechanical properties and supporting data-driven engineering decision-making in civil engineering. Future research will focus on extending the proposed methodology to more complex reinforced concrete structural elements and connections, including reinforced concrete beams, columns, and beam–column joints subjected to different loading conditions.

REFERENCES

[1] Elshaarawy, M. K., et al. (2024). Machine learning and interactive GUI for concrete compressive strength prediction using a comprehensive experimental database. Scientific Reports, 14: 16694.

[2] Kalabarige, L. R., Sridhar, J., Subbaram, S., Prasath, P., & Gobinath, R. (2024). Machine Learning Modeling Integrating Experimental Analysis for Predicting Compressive Strength of Concrete Containing Different Industrial Byproducts. Advances in Civil Engineering, 2024, Article ID 7844854.

[3] Omotayo, O. O., Arum, C., & Ikumapayi, C. M. (2024). Assessment of Machine Learning Methods for Concrete Compressive Strength Prediction. Journal of Soft Computing in Civil Engineering, 8(4), 116–140

[4] Yeh, I. C. (1998). Modeling of strength of high-performance concrete using artificial neural networks. Cement and Concrete Research, 28(12), 1797–1808

[5] Pedregosa, F., et al. (2011). Scikit-learn: Machine Learning in Python. Journal of Machine Learning Research, 12, 2825–2830.

[6] Montgomery, D. C., Peck, E. A., & Vining, G. G. (2021). Introduction to Linear Regression Analysis (6th ed.). Wiley.

[7] Breiman, L. (2001). Random Forests. Machine Learning, 45(1), 5–32.

[8] Zhang, Y., Ren, W., Chen, Y., Mi, Y., Lei, J., & Sun, L. (2024). Predicting the compressive strength of high-performance concrete using an interpretable machine learning model. Scientific Reports, 14, 28346.

ДГКС ASES | E-18
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026034N

Jelena Nikolić[1], Nikola Tošić[2], Juan Murcia–Delso[2], Svetlana M. Kostić[1]

DATA–DRIVEN FINITE ELEMENT MODELLING OF STUB RECYCLED AGGREGATE CONCRETE-FILLED STEEL TUBE COLUMNS

Summary: Concrete-filled steel tubes incorporating recycled aggregate concrete represent a sustainable composite structural members in which the steel tube provides effective confinement and enhances column performance. Although the experimental database for such members has grown in recent years, robust high–fidelity numerical models remain limited. This study presents a computational framework that combines Bayesian optimisation with nonlinear FEM analysis in ABAQUS, automated through MATLAB–Python scripting. The approach optimises key parameters of the confined concrete stress–strain relationship while reproducing experimental axial load–displacement responses of stub columns in compression. The optimised parameters are then used in combination with the regression analysis to develop reliable nonlinear constitutive models for the concrete within steel tube. Additional comparison with two established confined concrete models shows good agreement in load–displacement behaviour and improved performance. The proposed framework is efficient and transferable.

Keywords: concrete-filled steel tube, confined concrete, Bayesian optimisation, composite structure, FEM analysis

MODELIRANJE PODACIMA I KONAČNIM ELEMENTIMA KRATKIH STUBOVA OD ČELIČNIH CEVI ISPUNJENIH BETONOM SA RECIKLIRANIM AGREGATOM

Rezime: Čelične cevi ispunjene betonom sa recikliranim agregatom predstavljaju održiv spregnuti konstruktivni element u kojem čelična cev obezbeđuje efikasno utezanje betona i poboljšava ponašanje stuba. Iako je eksperimentalna baza podataka za ove elemente značajno proširena poslednjih godina, numerički modeli visoke tačnosti i dalje su ograničeni. U radu je predstavljena procedura koja kombinuje Bajesovu optimizaciju i nelinearnu FEM analizu u programu ABAQUS, automatizovanu korišćenjem MATLAB–Python skripti. Pristup omogućava optimizaciju ključnih parametara konstitutivnog modela utegnutog betona uz vernu reprodukciju eksperimentalnih dijagrama aksijalna sila–pomeranje kratkih stubova pri pritisku. Optimizovani parametri su zatim korišćeni u kombinaciji sa regresionom analizom za razvoj pouzdanog nelinearnog konstitutivnog modela betona utegnutog čeličnom cevi. Dodatno poređenje i dva poznata modela utegnutog betona pokazuje dobro slaganje u pogledu ponašanja sila–pomeranje i poboljšanu tačnost. Predloženi pristup je efikasan i široko primenljiv.

Ključne reči: čelična cev ispunjena betonom, utegnut beton, Bajesova optimizacija, spregnuta konstrukcija, metod konačnih elemenata

[1] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, svetlana@grf.bg.ac.rs
[2] Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech, Barcelona, Spain

1. INTRODUCTION

The growing emphasis on sustainable construction has stimulated extensive research into recycled aggregate concrete-filled steel tube (RACFST) columns as an environmentally responsible alternative to conventional composite members [1]. In these structural elements, recycled aggregate concrete (RAC) is confined by the surrounding steel tube, which improves its strength, ductility and overall structural performance. Despite the generally lower mechanical properties of RAC compared with natural aggregate concrete (NAC), experimental studies have demonstrated that appropriate confinement can effectively compensate for these deficiencies [2, 3].

The structural response of RACFST columns is governed by complex interactions between the steel tube and the confined concrete core. Existing numerical approaches commonly rely on stress–strain relationships originally developed for confined NAC and subsequently modified for recycled aggregate concrete. However, many of these models are calibrated using limited experimental datasets, which restricts their applicability across a broader range of material and geometric parameters. Furthermore, current European design provisions for composite structures do not provide specific guidance for RACFST members [4].

Recent developments in data-driven structural modelling demonstrate that integrating experimental databases with optimisation algorithms and numerical simulations can significantly enhance predictive capability [5, 6]. Motivated by these findings, this study presents an automated framework that integrates Bayesian optimisation in MATLAB with nonlinear finite element simulations in ABAQUS for the modelling of axially loaded stub RACFST columns. The concrete constitutive model is calibrated using an extensive experimental database, enabling systematic identification of key parameters governing the behaviour of confined RAC. Particular attention is given to the prediction of complete axial load–displacement responses and ultimate column resistance. The optimised parameters are subsequently used to establish regression-based relationships suitable for practical implementation. Further details regarding the 3D model parameters and concrete constitutive model development can be found in the authors' recent publication by Nikolić *et al.* [7].

The primary focus of this paper is the comparative assessment of the Proposed model against the confined concrete models developed by Tao *et al.* [8] and Han *et al.* [9], which are widely used for the analysis of RACFST columns and have not previously been validated against a large experimental database. A secondary objective is to present the proposed computational framework and its methodological workflow, highlighting the transferability and applicability of the developed approach to similar structural modelling problems. The predictive performance of the methodology has been previously validated against experimental results, confirming its capability to accurately reproduce both the axial load–displacement response and ultimate resistance of RACFST columns [7].

2. EXPERIMENTAL DATABASE

As a first step, existing experimental studies on RACFST stub columns were reviewed and relevant data were extracted to develop a unified database. In total, 18 SCIE-indexed studies published between 2006 and 2025 were examined, and only circular stub columns with a length-to-diameter ratio $(L/D)\leq 5.0$ using carbon steel tubes were retained for consistency. After screening and harmonising the reported geometric, a final database comprising 209 specimens was compiled. Distribution of the key geometric and material parameters in the RACFST database, including diameter-to-thickness ratio (D/t), cylinder compressive strength (f'_c), replacement ratio (r) and steel yield strength (f_y), is presented in Figure 1.

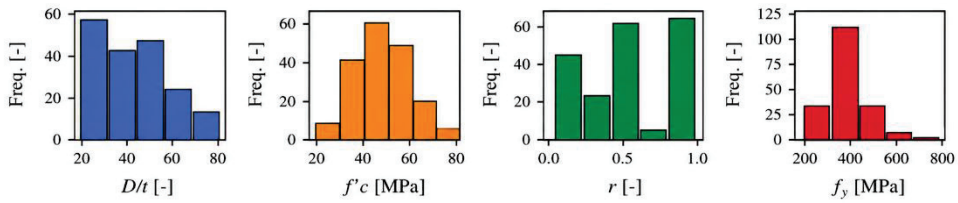


Figure 1: Distribution of key geometric and material parameters in the RACFST database

3. AUTOMATED MODELLING FRAMEWORK

The overall workflow presented in this study is illustrated in Figure 2. The proposed framework combines an experimental database, finite element simulations and Bayesian optimisation within an automated MATLAB–Python–ABAQUS environment. The workflow enables systematic calibration of key constitutive parameters, development of regression-based relationships and subsequent validation against experimental results.

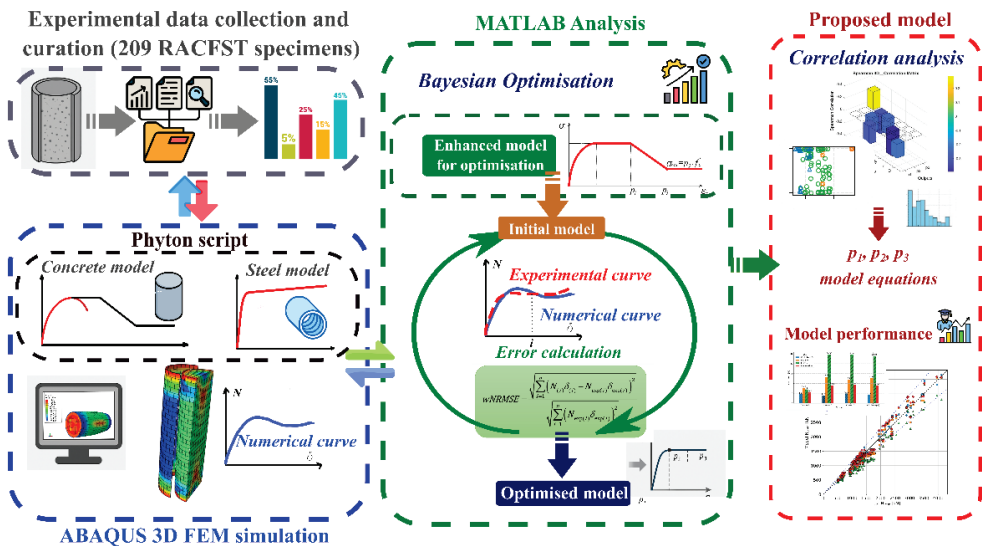


Figure 2: Workflow of the proposed data-driven framework from Nikolić et al. [7]

3.1. FINITE ELEMENT MODEL (FEM)

The FEM of the RACFST specimen was developed in ABAQUS using 8-node reduced-integration brick elements (C3D8R) for both the steel tube and concrete core. Boundary conditions were applied through reference points located at the centres of the top and bottom faces, with all nodes on the corresponding surfaces coupled to these points. Specimens were subjected to displacement-controlled axial loading, consistent with standard experimental testing procedures. The numerical model required geometric inputs including column diameter, steel tube thickness and column length (*D, t, L*), together with the material properties defined through the constitutive models described in the following sections.

3.2. STEEL CONSTITUTIVE MODEL

Several constitutive models have been proposed in the literature to represent the behaviour of carbon steel, ranging from elastic–perfectly plastic to bilinear and multilinear formulations. Preliminary analyses performed in this study indicated that the inclusion of strain hardening

improves the prediction of the peak resistance of RACFST columns. Consequently, the two-stage Ramberg–Osgood model for cold-formed steel recommended in the second-generation Eurocode 3 Part 1-14 [10] was adopted for all numerical simulations.

3.3. CONFINED RAC MODEL FOR OPTIMISATION

In Eurocode-based nonlinear analysis, the Eurocode 2 (EC2) concrete model [11] is insufficient for representing the enhanced ductility of confined concrete in composite columns. To capture the post-peak behaviour observed in RACFST members, an extended constitutive formulation was adopted for the calibration procedure.

The Enhanced model for optimisation shown in Figure 3 (red line) is based on the EC2 formulation and incorporates modifications inspired by the work of Portolés *et al.* [12]. The model consists of an EC2 ascending branch, a ductility plateau, a linear softening branch and a residual stress plateau. Three parameters (p_1, p_2 and p_3) are set to govern the confined concrete post-peak response and were selected as optimisation variables within the Bayesian calibration framework. For comparison purposes, an Extended EC2 model was also considered by extending the standard EC2 curve beyond its 3.5‰ strain limit until the stress reduced to 10% of cylinder compressive strength f_c', followed by a horizontal plastic branch.

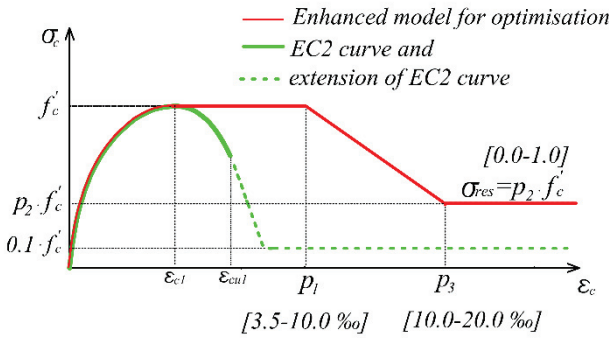


Figure 3: Enhanced model for optimisation vs Extended EC2 model

4. BAYESIAN OPTIMISATION PROCEDURE

4.1. OPTIMISATION FRAMEWORK

Given the large number of specimens and the nonlinear nature of the calibration problem, Bayesian optimisation was employed to efficiently identify the optimal values of the three constitutive parameters (p_1, p_2 and p_3) within their assumed ranges, defining the Enhanced concrete model for optimisation. The optimisation procedure was implemented using the *bayesopt* routine in MATLAB and integrated with the automated ABAQUS simulation framework described previously. Since the objective of the study was to reproduce the complete axial load–displacement response (N–δ) rather than only the ultimate resistance, an error metric capable of evaluating the entire response curve was required. The objective function was defined as weighted normalised root-mean-square error (wNRMSE) based on the axial energy response. For each specimen, Bayesian optimisation iteratively updated the parameter values based on the observed prediction error, repeating finite element simulations by minimising the discrepancy between the experimental and numerical load–displacement responses. The resulting optimised parameters were subsequently used to establish regression–based constitutive relationships suitable for practical implementation.

4.2. STATISTICAL ANALYSIS AND DEVELOPMENT OF REGRESSION RELATIONSHIPS

The optimised parameter values for 209 specimen dataset obtained from Bayesian optimisation were subsequently analysed to identify trends and relationships with the governing geometric and material properties. Following a data screening procedure to address inconsistencies in the experimental records, the initial dataset was refined to a final calibration database of 150 specimens. Statistical distributions and correlation analyses between specimen input variables and parameters were performed as in Figure 4. The results showed that p_1 and p_3 exhibit relatively compact distributions, whereas p_2 demonstrates substantially greater variability and stronger sensitivity to confinement-related parameters. Additionally, correlation analysis indicated that no single variable dominates the behaviour of the calibrated parameters, supporting the use of multivariate nonlinear regression techniques.

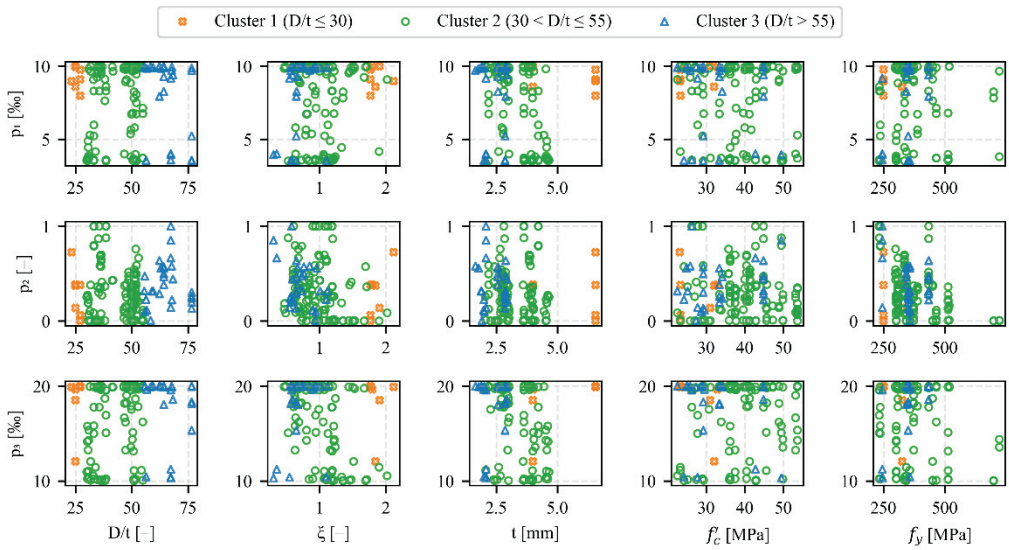


Figure 4: Scatter plots of input variables vs. model params (p_1, p_2, p_3), per cluster from [7]

4.3. CLUSTER-BASED REGRESSION STRATEGY

To improve predictive capability and account for different confinement levels, the dataset was further partitioned according to the diameter-to-thickness ratio (*D/t*). This ratio was selected as the clustering variable because of its clear physical significance. It directly reflects the sectional slenderness of the steel tube and strongly influences the confinement level and deformation capacity of the concrete core. Three confinement-based clusters were defined: Cluster 1 ($D/t < 30$), Cluster 2 ($30 \leq D/t \leq 55$), and Cluster 3 ($D/t > 55$), representing strong, intermediate and weak confinement, respectively. Further on, separate regression models were subsequently developed for parameters in each cluster. The resulting regression equations and their development are presented in detail in Nikolić *et al.* [7].

5. COMPARATIVE ASSESSMENT WITH OTHER MODELS

The predictive capability of the Proposed model was previously validated against the complete experimental axial load–displacement (N–δ) responses of the 150-specimen calibration

database presented in [7] and against RACFST column response with the utilised EC extended model.

In this paper, the Proposed model is further assessed through comparison with two well-established confined concrete models by Tao *et al.* [8] and the model proposed by Han *et al.* [9], later adapted for RACFST columns by Lyu *et al.* [13]. The Tao model represents confined concrete behaviour using a three-stage stress–strain relationship consisting of an initial ascending branch based on unconfined concrete, a plateau region accounting for the increased peak strain due to confinement, and a post-peak softening branch with enhanced ductility provided by the steel tube confinement. The Han model accounts for the passive confinement provided by the steel tube by increasing both the peak strain and the post-peak ductility of the concrete, with the extent of these enhancements governed by the confinement factor. To account for the higher peak strain of RAC, the original formulation was modified in the study by Lyu *et al.* [13] using the peak strain expression for RAC. Figure 5a illustrates the constitutive stress–strain relationships obtained using the EC2 extended, Proposed, Tao and Han models for a representative RACFST specimen (C140-50-1) reported in [13].

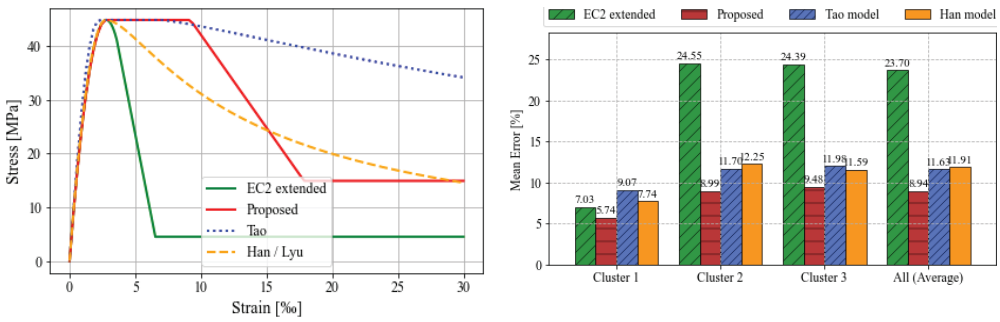


Figure 5: a) Comparison of confined concrete models on specimen C140-50-1 from [13], b) Average wNRMSE of each model per cluster and overall

Figure 5b shows that the Proposed model achieves the lowest average error compared to specimen tests (8.94%), indicating its strong predictive capability for practical applications and significantly outperforming the Extended EC2 model (23.70%). Compared with the established confined concrete models of Tao (11.63%) and Han (11.91%), the Proposed model also demonstrates improved predictive performance. This is particularly noteworthy given that these widely adopted models have not previously been evaluated against a large RACFST experimental database [1]. Furthermore, the Proposed model exhibits more consistent performance across all clusters, indicating a better representation of confinement effects and the nonlinear interaction between steel and recycled aggregate concrete as a function of the *D/t* ratio.

Representative specimens covering different confinement levels are presented in Figure 6 to illustrate the ability of the proposed model to accurately reproduce the complete *N–δ* response. In addition, the mean prediction error and standard deviation of the ultimate axial resistance reported in Table 1 further confirm the improved accuracy and consistency of the proposed model across different confinement levels when compared to other considered models.

Table 1: Mean wMNRSE error ± standard deviation of whole axial resistance in [%]

Cluster	EC2 extended	Proposed	Tao model	Han model
Cluster 1	7.03 ± 2.76	5.74 ± 2.4	9.07 ± 5.27	7.74 ± 3.4
Cluster 2	24.55 ± 56.95	8.99 ± 5.33	11.7 ± 7.01	12.25 ± 7.59
Cluster 3	24.39 ± 12.7	9.48 ± 4.96	11.98 ± 8.22	11.59 ± 7.05
All (Average)	23.7 ± 50.04	8.94 ± 5.19	11.63 ± 7.17	11.91 ± 7.38

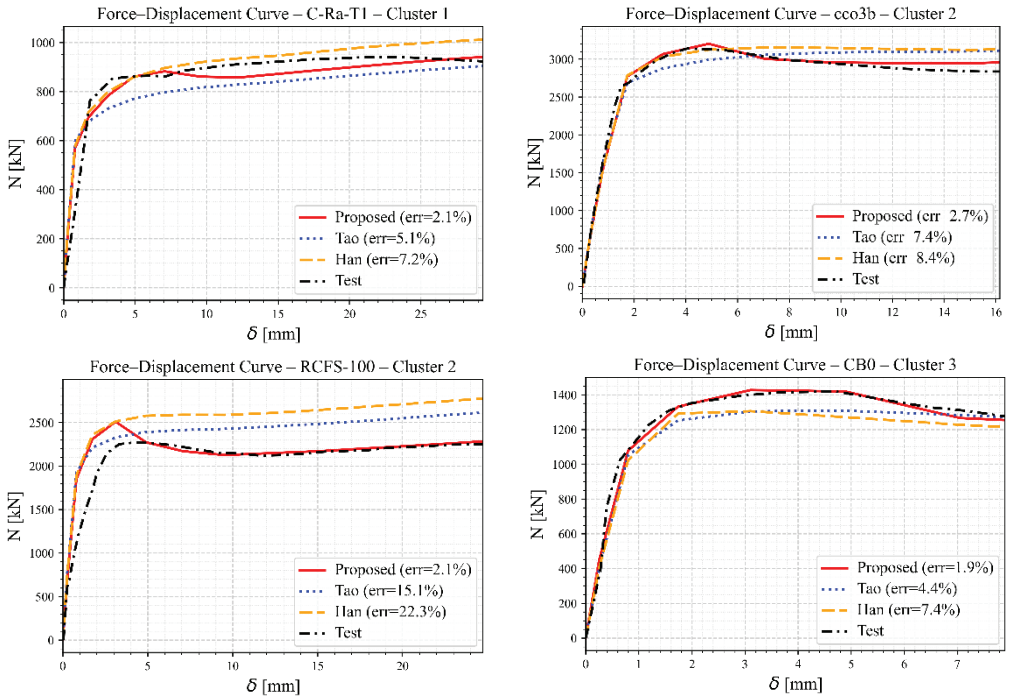


Figure 6: N–δ curves comparison for representative specimens covering different clusters

6. CONCLUSION

This paper briefly presented the computational workflow previously developed for the calibration of confined concrete constitutive models for application in finite element modelling of RACFST columns. The workflow provides a systematic and transferable methodology for integrating experimental data, finite element simulations, and Bayesian optimisation in the calibration of constitutive model parameters. The applicability of the proposed model was further assessed through comparison with two widely adopted confined concrete models proposed by Tao and Han. Among the investigated models, the proposed model achieved the lowest average prediction error and the most consistent performance across the considered confinement levels. Benchmarking against the Tao and Han models demonstrated improved predictive accuracy, particularly for specimens with higher confinement levels, indicating a more accurate representation of the interaction between steel confinement and recycled aggregate concrete. The presented results further support the applicability of the proposed model for the analysis of RACFST columns and encourage the broader adoption of sustainable structural solutions based on recycled aggregate concrete.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first and the fourth authors thank the Ministry of Science, Technological Development and Innovation, Republic of Serbia, for support through the project number 200092. The second author thanks the Universitat Politecnica de Catalunya for financial support through the grant number 2024-PROD-00090.

REFERENCES

[1] Nikolić J, Tošić N, Murcia-Delso J, Kostić SM. Comprehensive review of the structural behaviour and numerical modelling of recycled aggregate concrete-filled steel tubes. Engineering Structures. 2024; 303:117514.

[2] Chen Z, Xu J, Chen Y, Lui EM. Recycling and reuse of construction and demolition waste in concrete-filled steel tubes: A review. Construction and Building Materials. 2016;126:641-60.

[3] Silva R, De Brito J, Dhir R. Properties and composition of recycled aggregates from construction and demolition waste suitable for concrete production. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2014;65:201-17.

[4] Standardization ECf. Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Eurocode 4. European Comitee for Standardization; 2004

[5] Liang M, Li Z, He S, Chang Z, Gan Y, Schlangen E et al. Stress evolution in restrained GGBFS concrete due to autogenous deformation: bayesian optimization of aging creep. Construction and Building Materials. 2022; 324:126690.

[6] Zarringol M, Thai H-T. Prediction of the load-shortening curve of CFST columns using ANN-based models. Journal of Building Engineering. 2022;51:104279.

[7] Nikolić J, Tošić N, Murcia–Delso J, Kostić SM. Data–driven nonlinear finite element modelling of stub recycled aggregate concrete-filled steel tube columns under axial compression. Construction and Building Materials 2025;505:144755.

[8] Tao Z, Wang ZB, Yu Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. Journal of Constructional Steel Research. 2013;89:121-31.

[9] Han LH, Yao GH, Tao Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. Thin-Walled Structures. 2007;45:24-36.

[10] prEN 1993-1-14 as submitted to CEN-Enquiry Eurocode 3 - Design of steel structures.

[11] Standardization ECf. prEurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures. European Comitee for Standardization; 2021

[12] Portolés J, Romero ML, Filippou FC, Bonet J. Simulation and design recommendations of eccentrically loaded slender concrete-filled tubular columns. Engineering Structures. 2011;33:1576-93.

[13] Lyu WQ, Han LH, Hou C. Axial compressive behaviour and design calculations on recycled aggregate concrete-filled steel tubular (RAC-FST) stub columns. Engineering Structures. 2021;241.

E-19
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026089P

Tanja Perčić[1], Đorđe Jovanović[2], Drago Žarković[2], Dragan Manojlović[2]

EFFECT OF RESISTANCE CRITERIA ON IMPERFECTION SENSITIVITY ASSESSMENT IN GNIA ANALYSIS

Summary: Eurocode requires the consideration of geometric imperfections. Imperfections can be considered directly, as is the case in GNIA and GMNIA analyses. Recent studies propose various methods for obtaining the governing imperfection, yet they rarely justify the criterion used to determine the buckling resistance from the nonlinear load-displacement curve, nor do they consider how the choice of criterion affects the assessed imperfection sensitivity. This paper presents criteria for determining buckling resistance in GNIA analysis, applied to and compared on two frames whose imperfections were modelled directly using an exhaustive search of imperfection combinations. The results show that the choice of criterion does not merely affect the assessed resistance value, it fundamentally changes the identification of the governing imperfection and its shape, with different criteria potentially identifying entirely different combinations as the most unfavourable. Consequently, the assessed imperfection sensitivity of the frame also depends significantly on the chosen criterion.

Keywords: Eurocode, stability, nonlinear analysis, imperfections

UTICAJ KRITERIJUMA NOSIVOSTI NA PROCENU OSETLJIVOSTI NA IMPERFEKCIJE U GNIA ANALIZI

Rezime: Evrokod propisuje obavezno razmatranje geometrijskih imperfekcija. Imperfekcije se mogu uzeti u obzir direktno što se vezuje za GNIA i GMNIA analize. Novija istraživanja predlažu različite metode za dobijanje merodavne imperfekcije, ali retko obrazlažu kriterijum za očitavanje nosivosti na izvijanje sa nelinearne krive sila-pomeranje, niti razmatraju uticaj izbora kriterijuma na procenjenu osetljivost na imperfekcije. U radu su prikazani kriterijumi za određivanje gubitka stabilnosti za GNIA analizu, primenjeni i upoređeni za 2 rama kod kojih su imperfekcije direktno modelirane iscrpnim pretraživanjem kombinacija imperfekcija. Rezultati pokazuju da izbor kriterijuma ne utiče samo na vrednost procenjene nosivosti, već suštinski menja identifikaciju merodavne imperfekcije i njen oblik, različiti kriterijumi mogu identifikovati potpuno različite kombinacije kao najnepovoljnije. Posledično, i ocena osetljivosti rama značajno zavisi od odabranog kriterijuma.

Ključne reči: Evrokod, stabilnost, nelinearna analiza, imperfekcije

[1] Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, University of Novi Sad, nozica.tanja@uns.ac.rs
[2] Faculty of Technical Sciences, Department of Civil Engineering and Geodesy, University of Novi Sad

1. INTRODUCTION

Stability design is a key calculation for steel structures because of the use of slender members that are sensitive to imperfections. For this reason, accurate modelling of imperfections is extremely important, since they significantly affect the distribution of internal forces and the ultimate resistance of the structure. Imperfections in structures can be taken into account either directly or indirectly. Indirect modelling of imperfections is the most widely used and involves accounting for imperfections through the European buckling curves. Another method mentioned in the literature is the reduction of member stiffness, in which imperfections are accounted for by reducing the modulus of elasticity by a reduction factor. Direct modelling of imperfections involves the use of advanced numerical analyses: geometrically nonlinear analysis with imperfections (GNIA) and geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections (GMNIA). Direct modelling of imperfections involves the introduction of equivalent geometric imperfections in one of three ways: through measured imperfections of the member, through an equivalent horizontal load, and through a linear buckling analysis using the buckling mode shape or a combination of buckling mode shapes. Most researchers have modelled a large number of imperfections for a single frame in order to assess the influence of individual imperfections on the limit load estimate of the structure [1], [2]. By such a procedure, a large number of nonlinear load-displacement curves is obtained, but the question arises of how to determine the limit load estimate from a nonlinear curve, particularly in situations where the limit load estimates are very close, since it is then difficult to assess whether these differences are truly significant or are a consequence of the choice of criterion for determining loss of stability.

prEN 1993-1-6 [3] provides four stability criteria, C1-C4, used to determine the buckling resistance in nonlinear analyses. However, these criteria are elaborated in detail only in the part of the Eurocode dealing with the stability of shell elements, and no provisions are given for beam elements; nevertheless, these criteria are also used in literature for other types of structures. prEN1993-1-6 [3] defines the buckling resistance as the smallest value obtained by applying three criteria: C1 – the maximum load on the curve; C2 – the load at bifurcation, if it occurs before the maximum; and C3 – the largest tolerable deformation, if it is reached before bifurcation or the maximum load. The C4 criterion is set apart in the Eurocode from the first three and is associated with GNIA analysis and is defined as the load at which the equivalent stress at the most stressed point reaches the yield stress. In addition to these methods from the Eurocode, industrial standards such as ASME prescribe graphical criteria for determining the ultimate resistance. Of the prescribed criteria, two criteria [4] are applicable to GNIA analysis: TES (Twice Elastic Slope) and TI (Tangent Intersection).

The aim of this paper is to assess, on the example of two frames whose imperfections were modelled directly by applying the Imperfection Combination Study (IMC) method [1], that the assessment of imperfection sensitivity is fundamentally dependent on the criterion used to determine the limit load estimate from the nonlinear load-displacement curve. By systematically comparing multiple limit load criteria across all imperfection combinations, the paper shows that different criteria not only yield different limit load estimate, but identify different imperfection shapes as governing and produce substantially different conclusions regarding the degree of imperfection sensitivity. The reliability of the sensitivity assessment is therefore inseparable from the choice of criterion.

2. THEORETICAL BACKGROUND: GNIA ANALYSIS AND GEOMETRIC IMPERFECTIONS

In the stability design of steel structures, GNIA analysis is important because it allows the initial imperfections to be explicitly included in the model, with the analysis then carried out on the deformed structure. GNIA analysis is useful not only for determining the buckling resistance

of an imperfect structure, but also for comparing the influence of different imperfections and identifying which of them gives the most unfavourable structural behaviour.

2.1. GNIA ANALYSIS

EN 1993-1 [3] provides seven types of analysis: linear elastic analysis (LA), linear elastic bifurcation analysis (LBA), geometrically nonlinear elastic analysis (GNA), materially nonlinear analysis (MNA), geometrically and materially nonlinear analysis (GMNA), geometrically nonlinear elastic analysis with imperfections (GNIA) and geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections (GMNIA). GNIA analysis is a computational analysis that takes imperfections into account using a linear elastic material law. The only source of nonlinearity is geometric: the equilibrium conditions are established on the deformed configuration, and the effect of deformations on the distribution of internal forces is fully accounted for. Imperfections are taken into account such that they have the most unfavourable effect on the resistance under a given loading, which leads to the need to assess the sensitivity to different imperfections in order to determine the governing one. The essence of GNIA analysis is that the calculation is not carried out on the initial, undeformed geometry; instead, the equilibrium conditions are established on the deformed structure. The load is applied incrementally, and after each step the geometry of the structure is updated so that the new deformations influence the next step of the analysis. In this way, GNIA captures second-order effects, that is, the additional moments and the changes in internal forces that arise from the deformed shape of the structure. For this reason, this analysis is particularly suitable for systems in which small initial geometric deviations cause a significant change in behaviour and where it is necessary to assess the sensitivity of the structure to imperfections.

2.2. GEOMETRIC IMPERFECTIONS IN STEEL FRAMES

EN 1993-1-1 [5] requires that both global and local imperfections be taken into account and specifies three ways of directly incorporating imperfections into a structural model: through measured imperfections of the actual member, through an equivalent horizontal load, or through a linear buckling analysis using either the buckling mode shape or a combination of several mode shapes. Imperfections are taken into account such that they exert the most unfavourable effect on the load-carrying capacity under a given loading, leading to the need for a sensitivity assessment to various imperfections in order to determine the governing imperfection shape.

Shayan [2], [6] argues that current methods of directly defining imperfections are overly conservative, given that imperfections are random in amplitude, and proposes a new probabilistic method based on superposing a chosen number of buckling mode shapes. For unbraced planar frames, a linear combination of the first three modes is recommended, as this gives results close enough to those obtained with six modes, whereas for braced planar frames the first six modes are recommended instead. Liu [7] extends the work of Shayan [8], proposing a method for incorporating geometric imperfections into 3D frames composed of both hot-rolled and cold-formed steel sections. By minimising the error between a linear combination of modes and randomly generated geometric imperfections based on experimental data, both the appropriate number of modes and their amplitudes were established, based on a parametric study of eight sway frames and seven non-sway (braced) frames.

Slack et al. [1] developed a method EM3-B for defining initial imperfections in planar frames, based on buckling mode shapes obtained from a linear buckling analysis. The buckling modes first need to be separated into sway and non-sway shapes, each scaled by its own amplitude. The method combines the first sway mode with every non-sway mode whose critical load factor is below 25 ($\alpha < 25$), intentionally leaving out the remaining global sway modes so that the imperfection keeps a single, consistent direction rather than having that direction cancelled out by higher modes. This captures the first global mode, which governs the overall sway of the

frame, except where a horizontal load is present, in which case the sway direction is instead dictated by the direction of that load. To verify the EM3-B method, Slack used the IMC method, which provides the most unfavourable imperfection shape. In the present study, the IMC method is used as a basis, with two modifications described in Section 3.

3. NUMERICAL ANALYSIS

Studies investigating the imperfection sensitivity of frames [1], [2] have analysed various frames, on the basis of which certain methods for the direct definition of imperfections have been proposed. In this paper, only two frames are presented (Figure 1). The frames are of steel grade S355. Frame 1 has a span of 10 m and a height of 10 m, with a vertical load at the node of 4610 kN, and horizontal load at the node of 92.2 kN. Frame 2 has a span of 9.14 m and a height of 4.57 m, with a vertical load at the node of 1550 kN, while the horizontal load has an intensity of 155 kN.

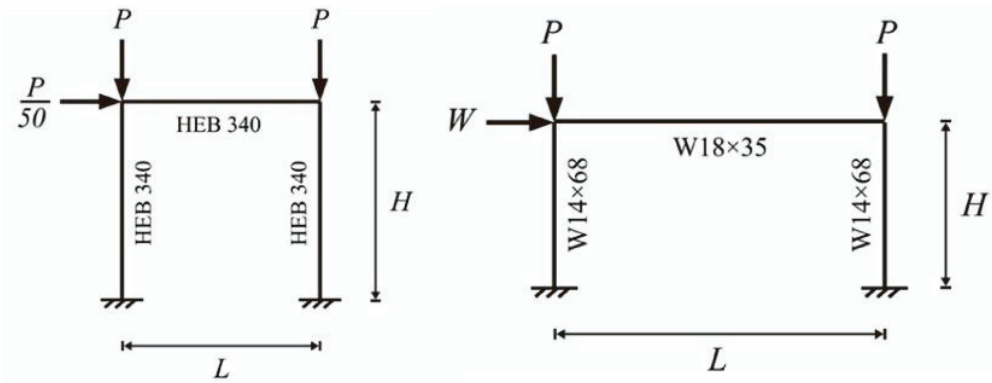


Figure 1: Frame 1 (left) and Frame 2 (right)

Both frames were modelled using beam finite elements with an adopted element length of 0.5 m for Frame 1 and 0.508m for Frame 2, resulting in 20 finite elements per column and per beam for Frame 1, and 9 finite elements per column and 18 per beam for Frame 2. Both frames are planar, with fixed base supports and rigid beam-to-column connections. The applied loading was scaled by the first critical load factor obtained from LBA. In the GNIA analysis, the horizontal displacement of the node at which the horizontal force is applied was tracked for both frames.

Table 1: Frame 1 and Frame 2 properties

	Frame 1	Frame 2
Span [m]	10	9.14
Height [m]	10	4.57
Boundary conditions	Fixed	Fixed
Vertical load [kN]	4610	1550
Horizontal load [kN]	92.2	155
Beam cross section	HEB 340	W18X35
Column cross section	HEB340	W14X68
Steel	S355	S355
Beam bow imperfection [mm]	22.67	12.80
Column bow imperfection [mm]	22.67	6.4
Sway imperfection [mm]	25	11.43
Number of imperfections	128	128

The imperfections were determined using the Imperfection Combination Study (IMC) method, proposed by Slack et al. [1] as a method for determining the most unfavourable imperfection. In this method, different variations of the directions and shapes of global and local

imperfections are used, in various mutual combinations, with the aim of obtaining a set of variously deformed structural models. The global sway imperfection amplitude at each storey is defined as H/400, while the member bow imperfection amplitude is defined as the greater of αL/150 and L/1000, where α is the imperfection factor corresponding to the appropriate buckling curve of the cross-section. In the original method, each imperfection is characterised by a direction vector whose elements take values of either −1 or +1, corresponding to the two possible directions of each sway and bow imperfection component. In this paper, the IMC method was modified in order to adapt the model to the realistic behaviour of the structure. The first modification is the addition of a local imperfection (bow imperfection) in the shape of a full wave, in addition to the existing half wave, so as to cover a wider range of imperfections. The bow imperfection of each member is discretised at all intermediate nodes along the member length using either a half-sine wave shape, sin(πx/L), representing a single-curvature bow, or a full-sine wave shape, sin(2πx/L), representing an S-shaped double-curvature bow, where x is the position along the member and L is the member length. The second modification is the omission of the global imperfection of nodes in opposite directions, since such an imperfection implies an elongation of the beam that is not realistic. For a single-bay single-storey portal frame with two columns and one beam, the total number of imperfection combinations is determined by the number of independent parameters and their possible states. The sway direction at the joints can take two values (±1), resulting in 2 sway combinations. Each column and beam bow imperfection can take one of four forms: a half-wave or a full-wave imperfection, each applied in either of two directions resulting in $4^3 = 64$ bow combinations. The total number of imperfection combinations is therefore 64 × 2 = 128, all of which were evaluated for each of the two frames considered in this study. Accordingly, an equal number of nonlinear curves was obtained, which serve as the basis for assessing the influence of the different criteria for determining the sensitivity to imperfections on this frames.

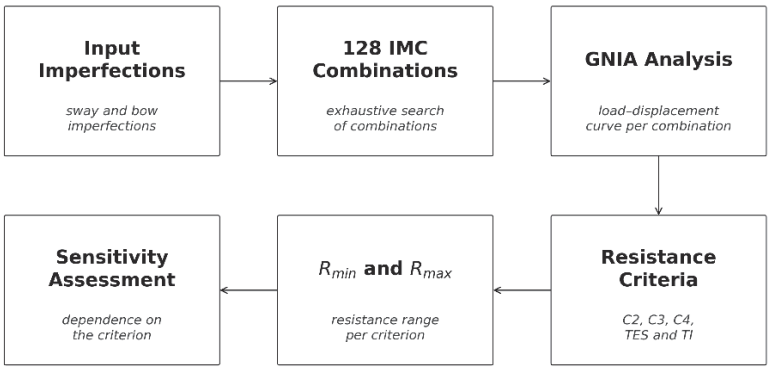


Figure 2: Methodological flowchart for imperfection sensitivity assessment

The nonlinear analysis was carried out in the academic software Matrix3D [8]. The tangent stiffness method was used, which computes the solution incrementally. Based on the current state at the integration points, this method determines the increment of displacements and strains and updates the stiffness matrix of the system accordingly. If the internal forces in the elements do not balance the external load, the software computes the residual (unbalanced) forces and initiates an iterative Newton-Raphson procedure until convergence. In addition, when pronounced nonlinearities arise in the system, the software activates the arc-length method, which introduces an additional constraint equation into the global system, enabling stable tracking of the structural behaviour. Although Matrix3D is capable of material nonlinear analysis, only geometrical nonlinearity with a linear elastic material law was activated in the present study.

4. CRITERIA FOR ASSESSING IMPERFECTION SENSITIVITY

prEN 1993-1-6 [3] provides four stability criteria, C1-C4, used to determine the buckling resistance in nonlinear analyses, but not all of them are applicable to GNIA analysis. Other methods not mentioned in the Eurocode also appear in the literature. Mackenzie and Li [4] studied the problem of computing the plastic collapse load in pressure vessels using nonlinear analysis (GMNIA), giving two criteria (Figure 4) that could also be applied when determining the buckling resistance in GNIA analysis: the Twice Elastic Slope (TES) criterion and the Tangent Intersection (TI) criterion.

4.1. prEN 1993-1-6

prEN 1993-1-6 [3] is the part of the Eurocode covering shell structures, and it provides the most detailed procedure for determining the buckling resistance from GNIA and GMNIA analyses (Figure 3), and it is therefore used as a reference for other types of structures as well. The buckling resistance is denoted RGMNIA and is taken as the smallest value of the three criteria (C1-C3).

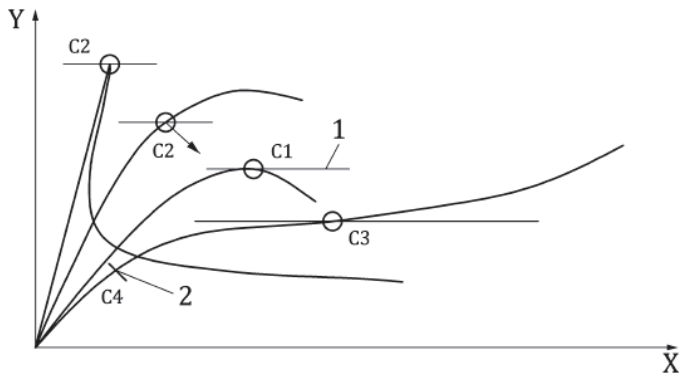


Figure 3: Definition of buckling resistance from a GMNIA analysis

C1 is the criterion that defines the buckling resistance as the maximum load factor on the load–deformation curve, but it can be applied only when the curve has a clearly pronounced maximum, which is rare in GNIA analyses and more common in GMNIA analyses, and for this reason this criterion was not used in this paper. The C2 criterion takes the load factor at bifurcation as governing, but only in cases where the bifurcation load factor is smaller than the maximum load factor. For this criterion, the check is performed through the eigenvalues of the tangent stiffness matrix. The third criterion, C3, defines the buckling resistance by means of the largest tolerable deformation and is used as governing only in cases where the load at which the largest tolerable deformation is reached is smaller than the load for criteria C1 and C2. The Eurocode particularly emphasises that criterion C3 is intended more for the serviceability limit state than for the conventional ultimate limit state, but that it can be useful for structures whose behaviour is elastic and which are nevertheless subject to very large deformations without a clearly defined collapse. If the limiting deformation value is not known, the Eurocode proposes adopting as the limit the point at which the largest local rotation of the shell surface reaches β_{lim} =0.1 rad. For structures that exhibit pronounced yielding, the plastic deformation limit can alternatively be used. To apply criterion C3 to beam elements, it is necessary to select a governing deformation and its value (horizontal displacement of the node, interstorey displacement (drift), or relative rotation of the member ends). Since Eurocode does not prescribe a specific deformation limit for beam element models of steel frames, a practical limit was adopted from seismic design standards. Codes such as ASCE-41 [9] and prEN 1998 [10], [11] specify an interstorey drift ratio limit of 4% as the limiting value for the prevention of global collapse due to nonlinear geometric

effects. This limit was adopted in the present study as a practical reference value for determining the buckling resistance from the GNIA analysis of the considered frames. The C4 criterion is set apart in the Eurocode because, unlike the first three, it is associated not with GMNIA analysis but with GNIA analysis, that is, the case in which there is no material nonlinearity, which is the subject of the research in this paper. For that case, a conservative estimate of the buckling resistance is used, RGNIA, which is obtained as the load factor at which the equivalent stress at the most stressed point of the structure's surface reaches the design value of the yield stress, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$. The Eurocode emphasises that this criterion is conservative because it accounts only for the onset of yielding at the surface of the elements, thereby neglecting the reserve of plastic resistance.

4.2. TWICE ELASTIC SLOPE (TES CRITERION) AND TANGENT INTERSECTION (TI CRITERION)

Stability loss can be identified not only through the singularity of the stiffness matrix but also through the change in tangent stiffness. The stiffness-drop criterion represents a practical numerical approach for determining the limit load estimate from the nonlinear force–displacement curve, particularly in cases where the curve has no clearly pronounced force maximum, as is the case in GNIA analysis. The Twice Elastic Slope (TES) criterion [4] is applied by constructing, from the coordinate origin, a line whose slope is twice that of the elastic part of the diagram. The point at which this line intersects the nonlinear curve is defined as the failure load. For the Tangent Intersection (TI) criterion, two lines are constructed. The first line starts from the coordinate origin and corresponds to the slope of the elastic part of the diagram, while the second is the tangent to the plastic part of the diagram. The intersection point of these two lines is projected onto the vertical axis and defines the failure load. A disadvantage of the TI criterion is that it is unclear where the tangent to the plastic part of the curve should be drawn, since its slope is not constant. Within the academic software Matrix3D, the initial elastic tangent was determined by least-squares regression through the origin using the first five points of the load-displacement curve, thereby capturing the linear elastic stiffness of the frame, while the second tangent was fitted by linear regression to the final fifteen points of the curve, forming a tangent to the plastic part of the curve.

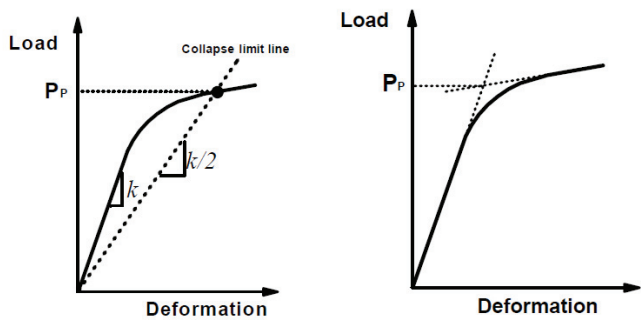


Figure 4: TES criterion and TI criterion

5. RESULTS AND DISCUSSION

The C1 criterion specified in the Eurocode was not applied here, as the nonlinear force–displacement curves obtained from the GNIA analyses show no clearly defined maximum. The C2 criterion was verified directly within the nonlinear solver implemented in the academic software Matrix3D, by computing at each load step the smallest eigenvalue of the tangent

stiffness matrix and tracking its variation throughout the steps. Buckling was identified as the step at which the eigenvalue first changes from positive to negative or vice versa, which corresponds to the singularity of the tangent stiffness matrix. For Frame 1, no bifurcation was detected because the smallest eigenvalue tends to zero asymptotically without a change of sign; for this reason the C2 criterion was not considered for Frame 1, whereas for Frame 2 a bifurcation was detected and this criterion was therefore considered. The C3 criterion was analysed in this paper, adopting a limit of 4% of the maximum interstorey drift as the limit defining failure. The C4 criterion was verified by computing, at each load step, the internal forces at the ends of every member, from which the stress at the outermost point of the cross-section was calculated. The maximum stress was computed for the whole structure at each step, and the load factor at which the yield strength of the steel was first reached in any cross-section was obtained. prEN 1993-1-6 specifies that the resistance RGMNIA is determined as the smallest load factor obtained from the three criteria C1, C2 and C3. The C4 criterion is treated separately, as an alternative method; however, clause 9.8.2 (16) of prEN 1993-1-6 states that the C4 criterion is used when RGMNIA is to be estimated through the simpler GNIA analysis, unless a bifurcation has been detected earlier. For this reason, the C2, C3 and C4 criteria are compared here together with the TES and TI criteria. Tables 2 and 3 present the results for all five criteria for the least critical and the governing imperfection, where the difference is calculated as $(R_{max} - R_{min}) / R_{min} \times 100\%$. While Figure 5 shows the results of the nonlinear analyses for all imperfection shapes and for four criteria (C3, C4, TES and TI), together with the critical points.

Table 2: Results for Frame 1

Criterion	Highest limit load (is associated with least critical imperfection) [kN]	Lowest limit load (is associated with governing imperfection) [kN]	Difference [%]	Least critical imperfection (index)	Governing imperfection (index)
C3	11704.9	10857.1	7.81	64	107
C4	8187.9	6047.4	35.4	32	71
TI	9940.7	9755.5	1.9	95	28
TES	11352.2	11217.6	1.2	125	42

Table 3: Results for Frame 2

Criterion	Highest limit load (is associated with least critical imperfection) [kN]	Lowest limit load (is associated with governing imperfection) [kN]	Difference [%]	Least critical imperfection (index)	Governing imperfection (index)
C2	25627.2	25438.3	0.75	100	39
C3	27553.5	25649.1	7.43	64	107
C4	4206.3	3801.9	10.64	17	71
TI	26106.6	25950.5	0.6	120	33
TES	23116.1	22997.7	0.52	54	97

The imperfection sensitivity differs significantly between the various methods. In these examples the C2, TI and TES criteria give a difference between the least critical and the governing imperfection of less than 2%, whereas the C4 criterion gives the largest difference — as much as 35.4% for Frame 1 and 10.6% for Frame 2 (Tables 2 and 3). This clearly shows that the choice of criterion for determining the limit load estimate strongly affects the assessment of the structure's sensitivity to imperfections. Figure 6 shows the imperfection patterns referred to in Tables 2 and 3 for criteria C3 and C4.

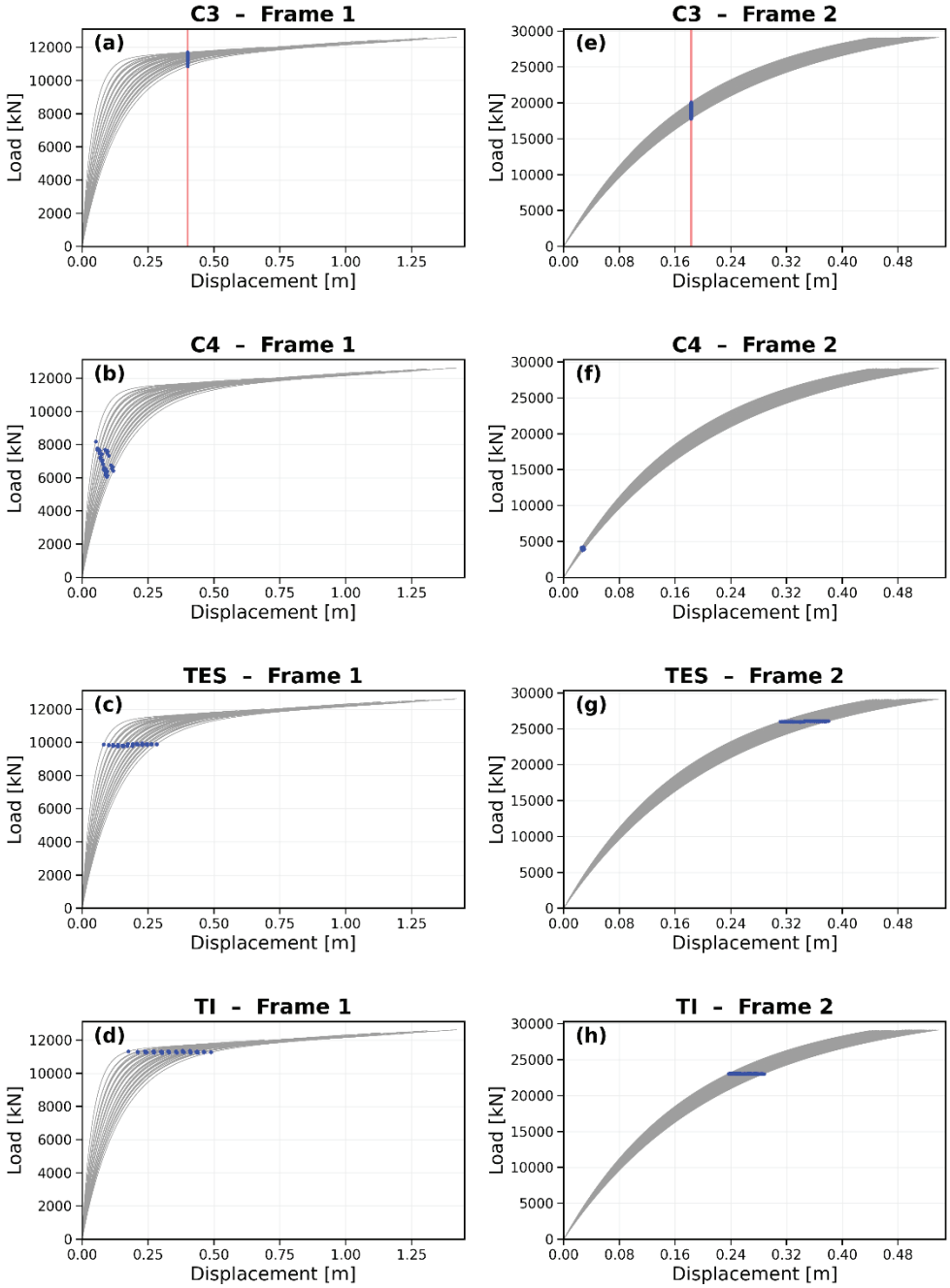


Figure 5: Load-displacement curves obtained from GNIA analyses for all imperfection patterns and selected resistance criteria

The geometric arrangement of the limit load points (blue markers) on each load–displacement family reveals why, for the two frames analysed here, the four criteria differ so strongly in their sensitivity to the imperfection shape (Figure 5). For C3 criteria the limit load is read at a fixed horizontal displacement, so its points align along a vertical line. At that displacement the response curves of the individual imperfection combinations are still spread apart in load, and the vertical

cut therefore crosses a wide range of load levels; this is why C3 criteria returns markedly different limit loads from one imperfection to another. For the C4 criterion for each imperfection, first yield occurs at a different displacement and a different load, so the points do not line up. These points lie on the steep, rising part of the curves, where a small change in displacement gives a large change in load. As a result, the failure loads vary widely between imperfections.

The tangent-based criteria behave in the opposite way. For TES and TI the points line up almost horizontally, on the part of the curves where the slope has already become small so all points sit at almost the same load even though their displacements differ. As a result, the failure loads of all 128 imperfection combinations fall into a very narrow band, and the differences between them are negligible. The direction in which the points line up: vertical for C3, inclined for C4 and horizontal for TES and TI therefore reflects how much the imperfection shape affects the predicted limit load estimate in the analysed frames.

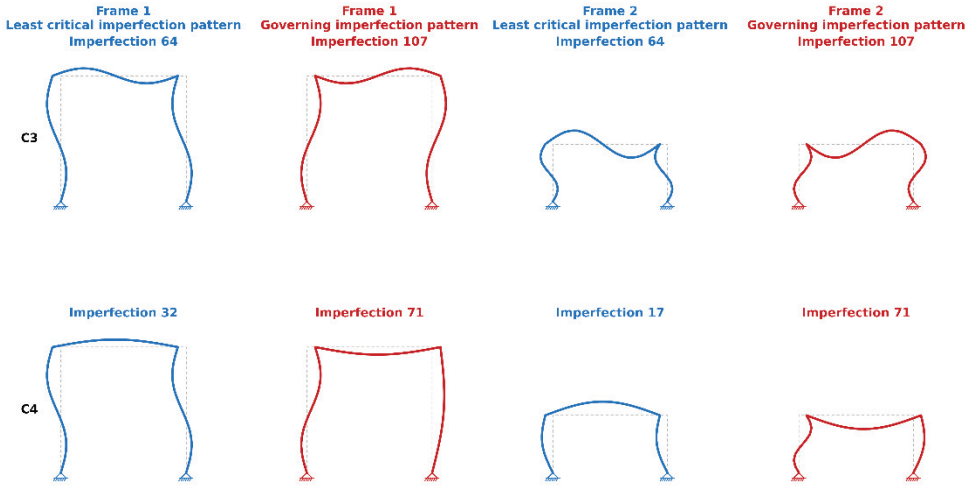


Figure 6: Least critical imperfection pattern and governing imperfection pattern for Frame 1 and Frame 2 (C3 and C4 criteria)

The governing imperfection according to criteria C3 and C4 for both frames (107 and 71) is characterised by a horizontal imperfection of all nodes in the same direction. Such an imperfection shape directly increases the geometric nonlinearity effects (P-Δ effect), because the horizontal imperfection of the column acts in the same direction as the horizontal displacement of the structure caused by the horizontal load, thereby increasing the bending moments in the column and accelerating the stability loss. In contrast, the least critical imperfections have the direction of the global imperfections opposite to that of the horizontal force, which reduces the P-Δ effects. For the C2, TES and TI criteria, the difference in limit load estimate between the least critical and governing imperfection shapes is less than 2%, indicating that these criteria were not sufficiently discriminative for ranking imperfection shapes for the two frames analysed here. The C4 criterion depends directly on the stresses in the critical cross-sections, which are highly sensitive to whether the imperfection increases or decreases the bending moment in the column; this explains the substantially larger differences in limit load estimate between the least critical and the governing imperfection shapes (Tables 2 and 3). For the C4 criterion, the Eurocode emphasises that it gives the most conservative results, which is also evident in the case of these frames, since the lowest limit load estimates were obtained precisely by this method. An analysis of the first 20 worst imperfection shapes showed that the difference between the most critical case and the 20th is less than 5%, which means that a single governing imperfection shape cannot be identified; rather, there is a whole group of mutually similar imperfections that give an identical limit load estimate.

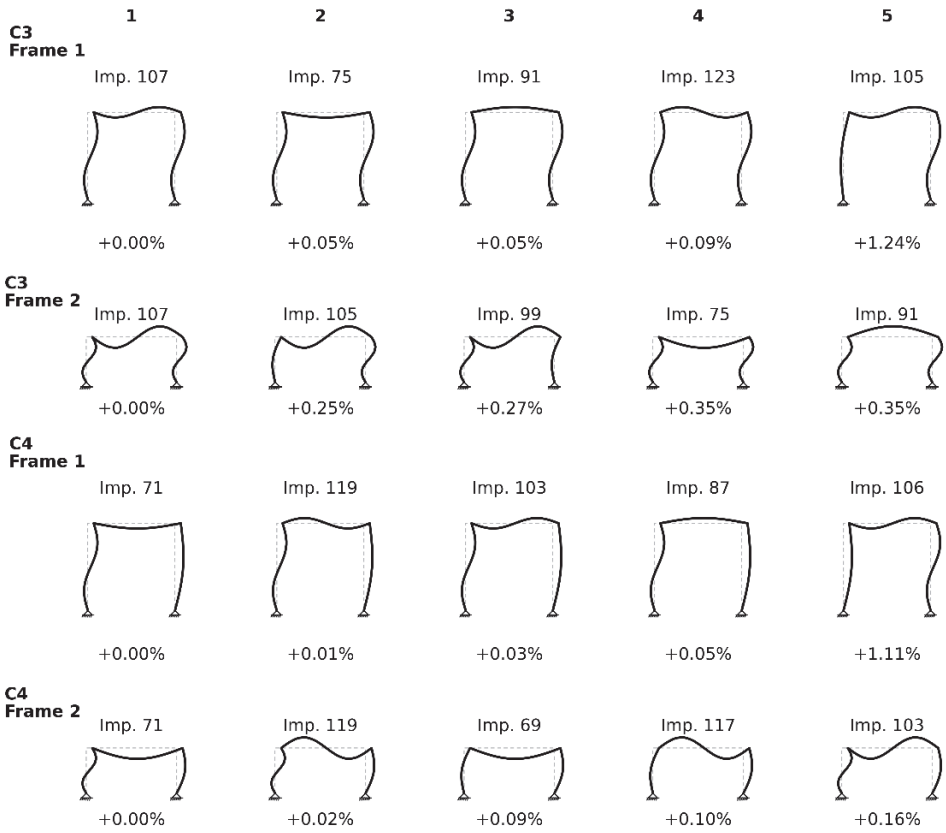


Figure 7: First 5 governing imperfection patterns for Frame 1 and Frame 2 (C3 and C4 criteria)

Figure 7 shows the imperfection shapes for the first 5 worst cases for the C3 and C4 criteria for both frames, together with the percentage differences in loads relative to the worst case. For the C3 criterion, the first 20 most critical imperfection shapes have in common that the global imperfection acts in the direction of the applied force, and in 14 of the 20 cases the columns have a local imperfection in the form of a full-wave, while the beam has no consistent influence. An analysis of the first 20 worst imperfection shapes for the C4 criterion leads to the same two conclusions as for the C3 criterion: that the governing direction of the global imperfection is in the direction of the force, and that the beam imperfection has no significant influence on the limit load estimate. The difference is that for the C4 criterion an asymmetric arrangement of the local column imperfections is dominant (one column has a bow imperfection in the form of a full-wave, while the other has a bow imperfection in the form of a half-wave) among the first 20 worst imperfections. For the C4 criterion, 18 of the 20 worst imperfections are the same combinations (identical index and shape) in both frames. From this it is clear that the conclusions drawn are not entirely the same, depending on the criterion used for determining the limit load estimate.

6. CONCLUSION

- The results show that the assessment of imperfection sensitivity in GNIA analysis depends strongly on the criterion used to extract the representative resistance from the nonlinear load-displacement curve

- For the analysed frames, the C3 and especially the C4 criterion produced the largest differences between imperfection cases, whereas the C2, TES and TI criteria led to differences below 2%. This indicates that the latter criteria are not sufficiently discriminative for ranking imperfection patterns in the considered examples.

- The C4 criterion gave the lowest resistance values and the largest variation because it is governed by the first attainment of yield stress in the most stressed cross-section. Therefore, it should be interpreted as a conservative elastic-limit indicator rather than as a direct measure of global buckling resistance

- The results also indicate that a unique governing imperfection shape cannot be identified. Instead, a group of similar imperfection patterns produces nearly identical resistance values. The most unfavourable cases are generally characterised by global imperfections acting in the direction of the applied horizontal displacement, thereby amplifying second-order effects

ACKNOWLEDGEMENTS

This research has been supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation (Contract No. 451-03-34/2026-03/200156) and the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad through project "Scientific and Artistic Research Work of Researchers in Teaching and Associate Positions at the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad 2026" (No. 01-3609/1).

REFERENCES

[1] Slack H, Walport F, Chan H. U, Wadee M. A, Gardner L. A consistent approach to the definition of initial geometric imperfections for in-plane stability design of steel moment frames, Structures, 65, 2024.

[2] Shayan S, Rasmussen K. J. R, Zhang H. On the modelling of initial geometric imperfections of steel frames in advanced analysis, Journal of Constructional Steel Research, 98, 2014, 167-177.

[3] prEN1993-1-6, Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures, CEN/TC 250, 2023.

[4] Mackenzie D, Li H. A Plastic Load Criterion for Inelastic Design by Analysis. Journal of Pressure Vessel Technology 2002;124(4):441–446.

[5] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005.

[6] Shayan S. System reliability-based design of 2D steel frames by advanced analysis, 2013. Sydney: School of Civil Engineering, The University of Sydney; 2013.

[7] Liu W, Rasmussen K. J. R, Zhang H, Xie Y, Liu Q, Dai L. Probabilistic study and numerical modelling of initial geometric imperfections for 3D steel frames in advanced structural analysis, Structures, 57, 2023.

[8] Žarković D, Jovanović Đ, Vukobratović V, Brujić Z. Convergence improvement in computation of strain-softening solids by the arc-length method, Finite Elements in Analysis and Design, 164, 2019, 55-68.

[9] American Society of Civil Engineers. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17), Reston, VA, 2017.

[10] Tartaglia R, D'Aniello M, Landolfo R. Seismic performance of Eurocode-compliant ductile steel MRFs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 51 (11), 2022, 2527-2552.

[11] prEN1998-1-2 SC8 24-02-2021 Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures, CEN/TC 250/SC 8:2021.

E-20
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026099V

Ivana Veličković[1], Milivoje Rogač[2]

NONLINEAR ANALYSIS OF (UN)BRACED STEEL FRAMES SUBJECTED TO HORIZONTAL LOAD

Summary: This paper presents a 2D nonlinear analysis of the load-carrying capacity of unbraced and concentrically braced steel frames subjected to lateral loading. The study was conducted using the incremental ("step-by-step") analytical method and finite element analysis. The effects of material and geometric nonlinearities, axial force, and brace cross-sectional area on the structural response were investigated. Axial force had no significant influence on the formation of plastic hinges in the analyzed systems. The results show that including geometric nonlinearity and a strain-hardening material model does not significantly affect the overall structural response. The numerical models were validated against analytical solutions, with differences below 5%. Increasing the brace cross-sectional area improves both the load-carrying capacity and stiffness, without affecting the location or sequence of plastic hinge formation.

Keywords: steel frames, nonlinear analysis, bracing, plastic hinges, N–M interaction

NELINEARNA ANALIZA (NE)UKRUĆENIH ČELIČNIH RAMOVA IZLOŽENIH DEJSTVU HORIZONTALNE SILE

Rezime: U radu je prikazana nelinearna 2D analiza nosivosti neukrućenih i koncentrično ukrućenih čeličnih ramova izloženih dejstvu horizontalnog opterećenja. Istraživanje je sprovedeno primjenom analitičke metode "korak po korak" i numeričke analize metodom konačnih elemenata. Analiziran je uticaj materijalne i geometrijske nelinearnosti, normalne sile i površine poprečnog presjeka zatege na odgovor sistema. Normalna sila nema značajan uticaj na formiranje plastičnih zglobova kod analiziranih sistema. Rezultati pokazuju da uvođenje geometrijske nelinearnost i materijalnog modela sa ojačanjem ne utiče značajno na ukupni odgovor razmatranih sistema. Numerički modeli su validirani poređenjem sa analitičkim rješenjima, pri čemu su razlike bile manje od 5%. Sa povećanjem površine zatege, raste nosivost i krutost sistema. Promjena površine zatege ne utiče na položaj i redosljed formiranja plastičnih zglobova kod razmatranih sistema.

Ključne reči: čelični ramovi, nelinearna analiza, ukrućenje, plastični zglobovi, N-M interakcija

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, e-mail: ivanaavelickovic@gmail.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro

1. INTRODUCTION

The research comprises a nonlinear analysis of the load-carrying capacity of braced and unbraced steel frames subjected to a horizontal force (Figure 1) [1]. The design of structures in seismically active regions goes beyond traditional methods of calculation, which is why nonlinearity is introduced into the analysis [2-4]. An unbraced steel frame is characterised by high ductility and low stiffness, while energy is dissipated through cyclic bending. In concentrically braced steel frames, the dissipation zones are usually located in the tension diagonals [5]. The results of previous research [6–9] indicate that braced frames achieve greater lateral load-carrying capacity and stiffness, thereby providing a more favourable response of the structure to lateral actions.

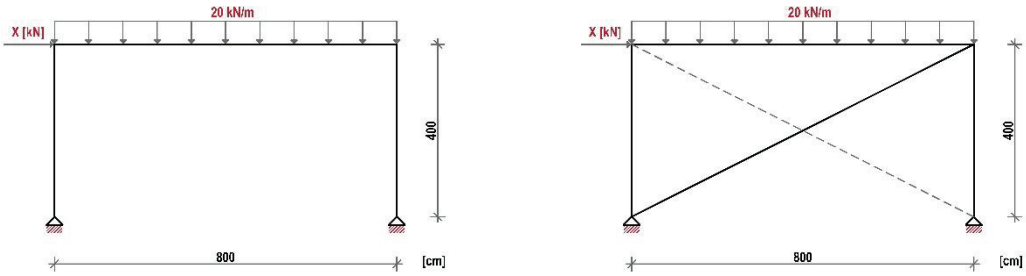


Figure 1: Unbraced (left) and braced (right) steel frame

The analysis relies predominantly on analytical and numerical solutions (*Abaqus*) [10]. Within the analytical and numerical model that was formed, a fixed frame beam span of 8 m and a frame column height of 4 m were analysed (Figure 1). The cross-section of the beam and of the column is identical and constant, a welded I-cross-section (Figure 2). The vertical load is constant, uniformly distributed along the frame beam (20 kN/m), while the horizontal load (acting at one beam-column joint) increases until the loss of load-carrying capacity. The adopted load arrangement approximately simulates, in a static manner, the dynamic seismic loading of frames in service. The analysis covers an unbraced and a concentrically braced steel frame. The bracing configuration is fixed and corresponds to X bracing, whereby one member is excluded from the analysis (the compressed member for the defined direction of the horizontal force – the dashed line in Figure 1- right). The area of the tie rod in the analytical and numerical calculation is A = 3.89 cm². As presented in Figure 1, both systems are two-hinged frames with following degrees of freedom at the column bases: restrained horizontal and vertical displacements and free rotations.

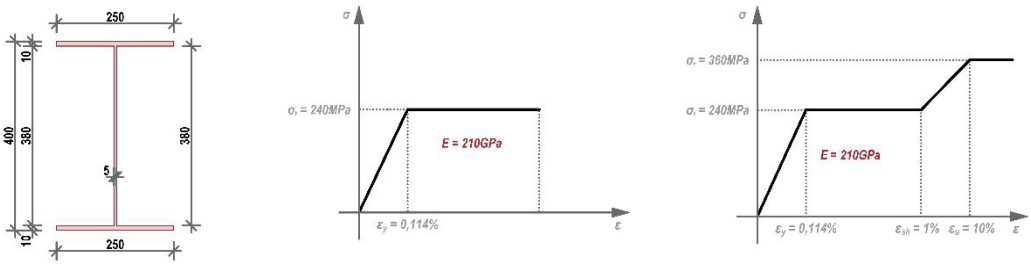


Figure 2: Cross-section and material models

The material characteristics of the steel were varied through two idealised stress-strain diagrams (Figure 2): elastic–perfectly plastic (analytical and numerical) and elastic–perfectly plastic with strain hardening (numerical) [11]. Geometric nonlinearity was also analysed.

The numerical analysis was validated by comparison with the analytical solutions, which were considered both with and without the influence of the axial force. After the successful validation of the numerical models (differences smaller than 5 %), a parametric analysis of the influence of the cross-sectional area of the tie rod was carried out in the range A = 1-10 cm². The analysis conducted focuses on the response of the system under horizontal loading. The term "system response" primarily denotes the load-carrying capacity of the structure and the development of plastification. Owing to pronounced convergence problems in the nonlinear numerical calculation, the emphasis was not placed on the calculation of ductility. The research was carried out under the assumption of ideal global and local stability of the system elements. Geometrical and material imperfections were not modelled. So, GMNA structural analysis was performed. Two-dimensional (plane frame) analysis without out-of-plane effects and with perfectly rigid beam-to-column connections was conducted.

2. ANALYTICAL ANALYSIS

The analytical calculation is based on the incremental "step-by-step" method. The number of steps depends on the static indeterminacy of the steel frames. In each step, a horizontal force at which a plastic hinge occurs is determined. The calculated actions are summed until the formation of a new plastic hinge leads to a collapse mechanism of the structure.

2.1. ANALYSIS WITHOUT THE INFLUENCE OF THE AXIAL FORCE

2.1.1. Unbraced steel frame

The initial phase of the research comprises the analysis of the moment capacity of steel frames, neglecting the influence of the axial force on the ultimate capacity and on the process of plastic hinge formation. The moment at which the extreme fibres of the cross-section reach the yield stress (σ_y) is defined as the yield moment (Mt = 262.2 kNm). In I-cross-sections, after the yield stress is reached in the outermost fibre, the small thickness of the flanges leads to their rapid and almost complete plastification. Because of such early development of plastification in the flanges, the I-section possesses a relatively small reserve of capacity, which may be approximated by a shape factor f ≈ 1.15. The ultimate bending moment for the considered cross-section is M* = 277.32 kNm.

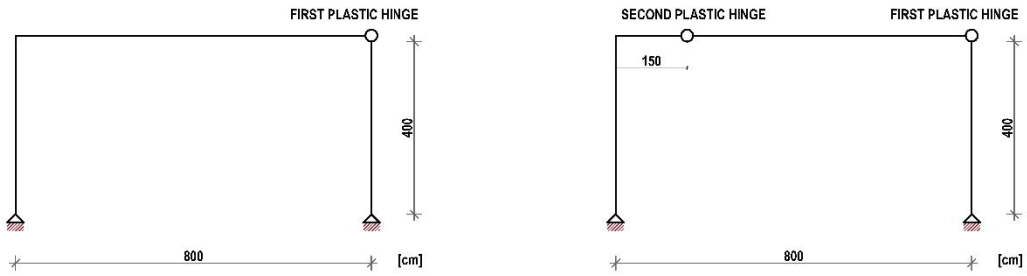


Figure 1: Development of the first(left) and second(right) plastic hinges

The first plastic hinge in the unbraced steel frame forms at the right beam-column joint. On the basis of the bending moment diagram of the considered frame and the value of the ultimate moment of the cross-section, the value of the horizontal force at which the first plastic hinge forms was determined (X_1 = 99.235 kN). After plastification of the cross-section at the right beam-column joint, a new static system is formed – a three-hinged arch (Figure 3 - left). The three-hinged arch is a statically determinate structure, and the formation of a new plastic hinge leads to collapse of the structure. The second plastic hinge forms in the lower zone of the frame beam, at a distance of 1.5 m from the left column (X_2 = 41.388 kN) – Figure 3 (right). The limit

value of the horizontal force at which the collapse mechanism of the structure occurs is equal to the sum of the two previously calculated values and amounts to: $X = X_1 + X_2 = 140.573$ kN.

2.1.2. Concentrically braced steel frame

In the concentrically braced steel frame, under the action of the load, plastification of the bracing member occurs first. Since the bracing member transfers exclusively axial force, its complete plastification occurs once the yield stress is reached (X_1= 107.31 kN). Through plastification, the member loses the ability to contribute to carrying the internal forces within the initial static configuration, whereby a new static system is formed in the shape of a two-hinged steel frame. The position of the first and the second plastic hinge in the further analysis remains unchanged with respect to the previously analysed static system of the unbraced steel frame – Figure 3 ($X_2 = 75.93$ kN, $X_3 = 41.02$ kN). The sum of the contributions of all plastification phases represents the ultimate load-carrying capacity of the structure: $X = X_1 + X_2 + X_3 = 224.24$ kN.

2.1.3. Analysis of the obtained results

The unbraced steel frame reaches the ultimate collapse state at a horizontal force value of 140.573 kN. The concentrically braced steel frame, owing to the engagement of the bracing member which significantly increases the stiffness and the load-carrying capacity, reaches the ultimate state only at 224.24 kN. This increase in capacity confirms that bracing increases the resistance of the structure to horizontal actions.

2.2. ANALYSIS WITH THE INFLUENCE OF THE AXIAL FORCE

Under real loading conditions, a structure is rarely subjected to bending moment alone. The presence of the axial force affects the moment capacity, so that a realistic assessment of the load-carrying capacity of the structure requires their combined action to be analysed. For the analysis of the interaction of the axial force and the bending moment, an interaction diagram (N-M) was formed, which defines the domain of admissible action of combined stresses (Figure 4).

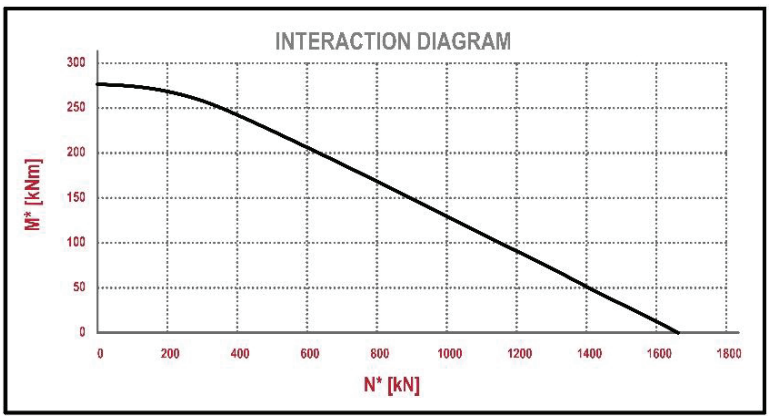


Figure 2: Moment–axial force (M–N) interaction diagram for the welded cross-section considered in this study.

After the interaction diagram had been created, the calculation was repeated with explicit consideration of the action of the axial force for both static systems. For the unbraced frame, the first plastic hinge was formed at $M_{nm} = 274$ kNm and $N_{mn} = 129.62$ kN, while the second one was formed at $M_{nm} = 276$ kNm and $N_{mn} = 68$ kN. For the concentrically braced frame, the

corresponding values were M_{nm} = 271.50 kNm, N_{mn} = 168.65 kN for the first plastic hinge, and M_{nm} = 272.63 kNm, N_{mn} = 150 kN for the second one.

The results are presented in Table 1. On the basis of the presented results, it may be concluded that the axial force has a relatively small influence on the load-carrying capacity. The values of the ultimate horizontal forces obtained with the influence of the axial force expectedly decrease, while the difference with respect to the results without this influence does not exceed 5 % (Table1). With an increase in the cross-sectional area of the tie rod, the influence of the axial force on the system response is expected to become more significant. The axial force does not affect the position of plastic hinge formation in the analysed frames.

Table 1: The effect of the axial force on the system response

UNBRACED STEEL FRAME		
LEVEL OF PLASTIFICATION	HORIZONTAL FORCE CONCIDERING THE EFFECT OF AXIAL FORCE [kN]	HORIZONTAL FORCE WITHOUT CONCIDERING THE EFFECT OF AXIAL FORCE [kN]
FIRST PLASTIC HINGE	97.5	99.23
SECOND PLASTIC HINGE	136	140.57
CONCENTRIC BRACED STEEL FRAME		
LEVEL OF PLASTIFICATION	HORIZONTAL FORCE CONCIDERING THE EFFECT OF AXIAL FORCE [kN]	HORIZONTAL FORCE WITHOUT CONCIDERING THE EFFECT OF AXIAL FORCE [kN]
BRACE YIELDING	107.3	107.3
FIRST PLASTIC HINGE	180	183.24
SECOND PLASTIC HINGE	220.3	224.24

3. NUMERICAL ANALYSIS

The nonlinear numerical analysis was carried out by the finite element method in the software package *Abaqus* [10]. A nonlinear Newton's solution method was employed. The steel frame was modelled with quadratic two-dimensional B22 beam elements, while the bracing member was modelled with a T2D2 truss element. For all models, fixed incrementation was adopted with a maximum number of 1000 increments and an increment size of 0.001. The analysis was carried out in two steps. In the first step of the analysis, a vertical uniformly distributed load of 20 kN/m was applied to the structure, while in the second step a horizontal force was applied which increases incrementally up to collapse. The mesh density was varied (10 mm, 25 mm, 50 mm, 100 mm, 250 mm) and a value of 50 mm was adopted as the optimal finite element mesh size [1].

The influence of material and geometric nonlinearity on the ultimate load-carrying capacity of the structure was considered through the application of two stress-strain diagrams of steel (Figure 2).

3.1. UNBRACED STEEL FRAME

For the unbraced steel frame, the calculation was first carried out for material nonlinearity, after which geometric nonlinearity was also included in the calculation. The given diagrams (Figures 5 and 6) present the force-displacement curves for the four analysed models. Horizontal displacement of the left beam-column joint was monitored.

In the first two diagrams (Figure 5), the influence of geometric nonlinearity on the system response was analysed. Both diagrams show a consistent pattern of structural behaviour regardless of the form of the adopted material model. The force–displacement relationship is

linear up to the onset of plastification. With the formation of the first plastic hinge, a drop in the stiffness of the system occurs, which is seen in the diagram as the first break, while the second break denotes the formation of the second plastic hinge. The influence of geometric nonlinearity on the system response is insignificant, with the load-carrying capacity reduced by approximately 5% for both analysed models.

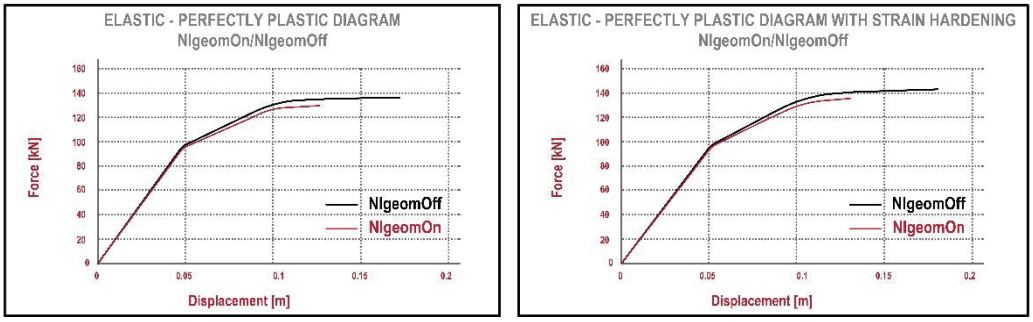


Figure 5: Results of the Influence of Geometric Nonlinearity on an Unbraced Steel Frame

In the second two diagrams (Figure 6), the influence of the strain-hardening material model on the system response was analysed. The differences between the analysed models become visible only after the formation of the first plastic hinge, that is, once the system enters the nonlinear range of behaviour. However, the observed differences are not significant. With the introduction of the strain-hardening material model, a slight increase (less than 5% in both analysed models) in the load-carrying capacity of the system occurs.

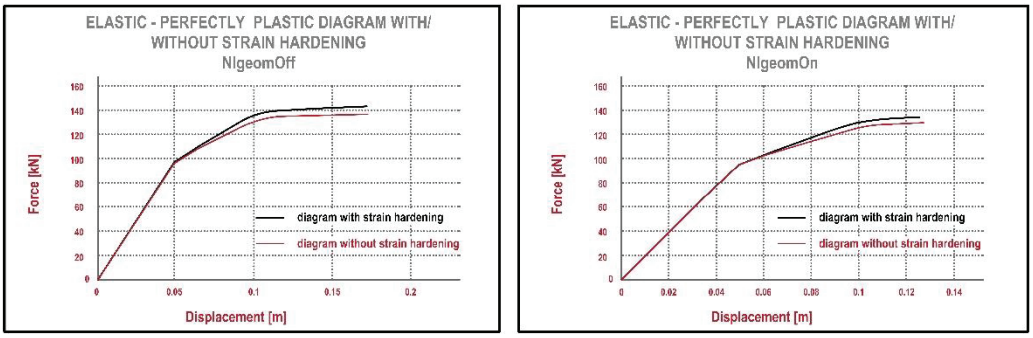


Figure 6: Results of the influence of the strain-hardening material model

The maximum stress reached in the frame amounts to 266.7 MPa, which means that the limit strain of 10 % will not be reached. Instead, the maximum strain will be achieved in the range between 1 % and 10 %. The introduction of second-order effects into the calculation does not change the qualitative pattern of behaviour of the system; their action is reflected only through a reduction in the load-carrying capacity of the analysed systems.

The position of the plastic hinges is identical in all analysed models and coincides with the results of the analytical calculation (Figure 7).

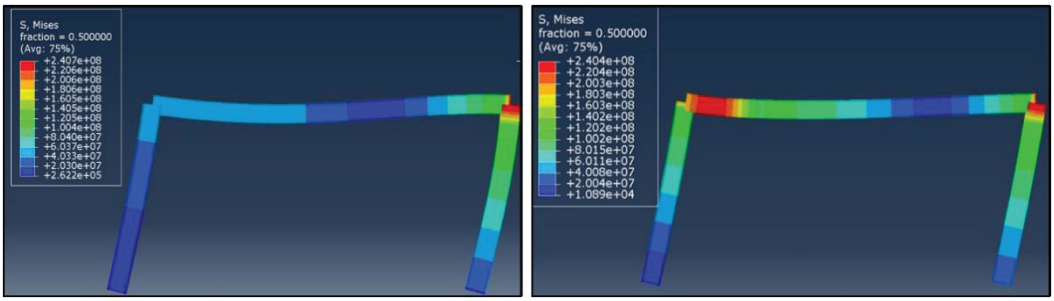


Figure 7: Formation of the First (Left) and Second (Right) Plastic Hinges:Unbraced steel frame; elastic–perfectly plastic material model; geometrically linear analysis

3.2. CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAME

The working methodology for the concentrically braced steel frame is entirely analogous to the procedure applied for the unbraced system. The model was formed as a single entity, whereby a cross-sectional area of 3.89 cm² was adopted for the bracing member, analogously to the analytical calculation. As in the previous system, the analysis was carried out for two stress-strain diagrams of steel (Figure 2). For the material model with strain hardening, the maximum stress amounts to 263.5 MPa. Figure 8 presents the force–displacement curves for the four analysed models. All models exhibit the same mechanical pattern of behaviour, while the differences are manifested through relatively small deviations in the ultimate forces. The models with geometric nonlinearity achieve a somewhat lower load-carrying capacity, while the introduction of hardening into the material model leads to its slight increase. The development of plastification in all analysed models is identical to that of the analytical calculation.

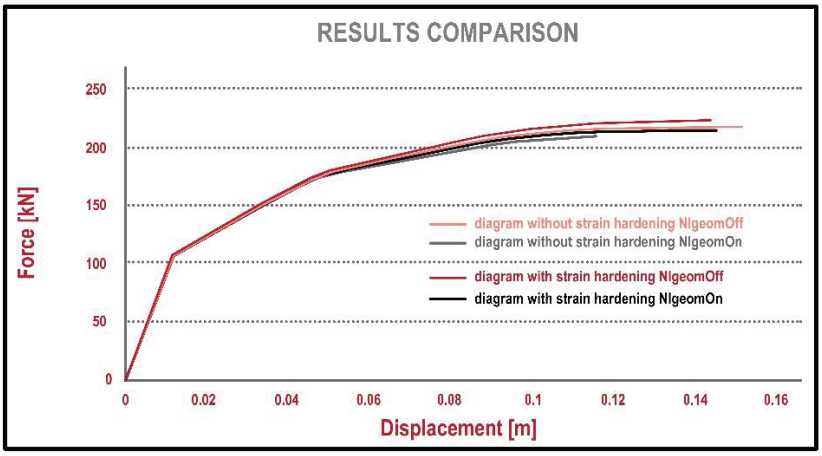


Figure 8: Results for a braced steel frame

4. VALIDATION OF THE NUMERICAL MODEL

The validation of the numerical model is based on the comparison of the analytical and numerical results (Figure 9). The analytical calculation was performed in two variants, with and without the influence of the axial force. A very good agreement between the numerical and analytical results was achieved. The differences between the obtained results are smaller than 5%. The achieved level of agreement shows that specific modelling assumptions adopted in this study

provide sufficiently accurate results for the analysis of two-dimensional steel portal frames under static loading. The validated numerical model represents a reliable basis for further analysis.

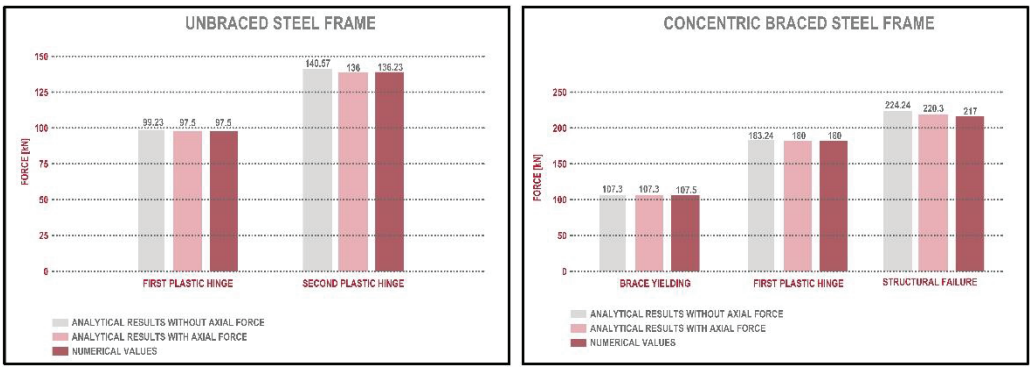


Figure 9: Validation of the numerical model

5. PARAMETRIC ANALYSIS

The examination of the influence of the tie rod area represents a key segment of the research. The research hypothesis is that the axial stiffness of the tie rod affects the stiffness and the load-carrying capacity of braced steel frames [1]. The cross-sectional area of the tie rod was varied in the range from A = 1 -10 cm² with a step of 1 cm², in order to examine the influence of its capacity on the development of internal forces, the sequence of plastic hinge formation and the final load-carrying capacity of the system. This analysis makes it possible to establish an optimal relationship between stiffness and deformability, which is of key importance for the rational design of systems subjected to horizontal force.

Figure 10 presents the results of the parametric analysis. An increase in the area of the tie rod leads to an increase in the stiffness and the load-carrying capacity of the system, whereby all curves are arranged in an almost regular sequence, from the smallest to the largest axial stiffness. In all models, the tie rod plastifies at approximately the same displacement.

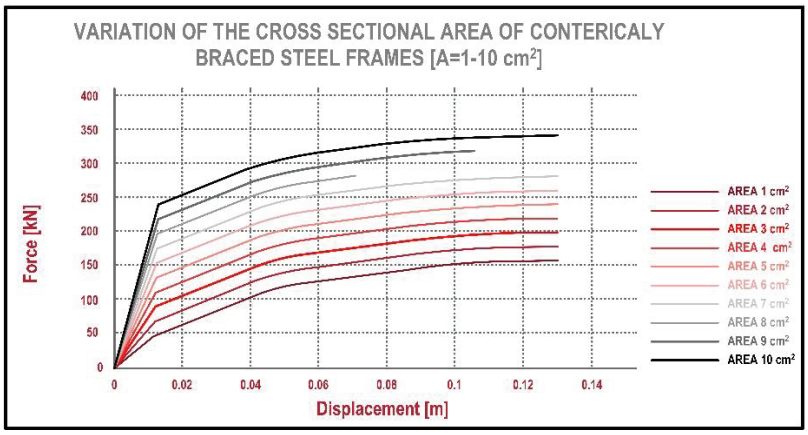


Figure 10: Effect of the tie rod cross-sectional area on the system response

For small values of the tie rod area (A = 1-2 cm²), the system exhibits a considerably lower initial stiffness (larger displacements under the same horizontal force) and the lowest load-carrying capacity.

With an increase in the area of the tie rod (A ≥ 5 cm²), the curves become steeper and the stiffness of the system increases. A stronger tie rod takes over a greater part of the horizontal load and the load-carrying capacity of the structure increases. For larger tie rod areas (A = 8-10 cm²), the system attains the greatest load-carrying capacity and stiffness. Owing to convergence problems in the numerical model, for tie rod areas of 8 and 9 cm² the calculation terminates earlier. The increase in load-carrying capacity is not linear. The greatest increase is achieved in the transition from very small tie rod areas (A = 1-3 cm²), while for larger values (A = 8-10 cm²) the increase gradually diminishes. Tie rod areas above 7 cm² provide an ever smaller contribution to the overall stiffness of the system. For smaller tie rod areas (A = 1-3 cm²), an increase in the tie rod area by 1 cm² increases the load-carrying capacity by about 10 %. However, for larger tie rod areas (A = 4-7 cm²), the additional contribution to the increase in load-carrying capacity gradually diminishes. For a tie rod area of 10 cm^2, an increase in the tie rod area by 1 cm^2, increases the load-carrying capacity of the system by 6.7 %. A change in the tie rod area in the analysed concentrically braced steel frame does not affect the position of plastic hinge formation.

Figure 11 presents the response of the unbraced and of the concentrically braced systems (A = 1 cm^2, A = 5 cm^2 and A = 10 cm^2). The unbraced steel frame is characterised by a considerably lower load-carrying capacity and stiffness. With an increase in the cross-sectional area of the tie rod, the ultimate load-carrying capacity of the concentrically braced steel frame increases. For the adopted tie rod area A = 1 cm^2, the ultimate load-carrying capacity is 13.6% greater in comparison with the basic unbraced model. With a further increase in the tie rod area to A = 5 cm^2, an increase in load-carrying capacity of 43% is achieved, while for A = 10 cm^2 the load-carrying capacity increases by approximately 60%.

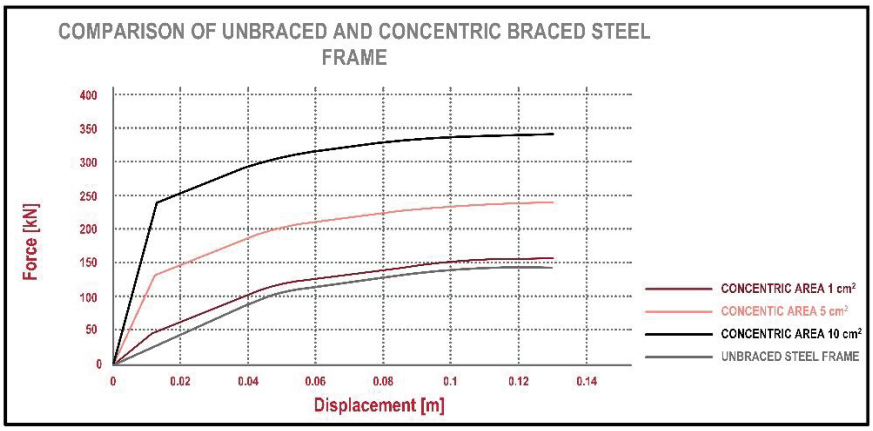


Figure 11: Comparison of two static systems

6. CONCLUDING REMARKS

Within the research, a nonlinear analysis of unbraced and concentrically braced steel frames subjected to horizontal loading was carried out. The analysis was performed by means of analytical calculation and nonlinear numerical analysis by the finite element method.

The research was performed under the following assumptions and limitations: ideal global and local stability of the system; geometrical and material imperfections were not analysed; perfectly rigid beam-to-column connections; two-dimensional (plane frame) analysis without out-of-plane effects.

The axial force has no significant influence on the formation of plastic hinges in the analysed systems. The differences in the obtained values of load-carrying capacity with and without the influence of the axial force are smaller than 5 % for the analysed tie rod area (A = 3.89 cm^2).

The introduction of the strain-hardening material model led to a slight increase in the load-carrying capacity, whereby no significant changes were observed in the development of plastification of the system.

The influence of geometric nonlinearity on the system response is negligible within the considered loading domain.

The differences between the analytical and the numerical solutions are smaller than 5%. That confirms that specific modelling assumptions adopted in this study provide sufficiently accurate results for the analysis of two-dimensional steel portal frames under static loading.

With the introduction of the tie rod, the load-carrying capacity of the system increases, whereby for the smallest analysed area (A = 1 cm²) an increase of 13.6% is achieved, while the largest analysed area (A = 10 cm²) results in an increase in load-carrying capacity of approximately 60%. The obtained results indicate that an increase in the stiffness and capacity of the tie rod significantly affects the overall response of the system, whereby the effect is more pronounced for larger values of the cross-sectional area. A change in the tie rod area does not affect the position or the sequence of plastic hinge formation in the considered systems.

On the basis of the analysis carried out, it may be concluded that the application of bracing significantly improves the resistance of steel frames to horizontal actions, while the optimal choice of tie rod stiffness represents an important factor for the efficient and rational design of steel frames.

REFERENCES

[1] Veličković, I. (2026). Master's thesis. Podgorica: University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering.

[2] Chen, W. F., Sohal, I. Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames, Springer-Verlag, 1995.

[3] Wong, M. B. Plastic Analysis and Design of Steel Structures, Butterworth-Heinemann, 2009.

[4]Ziemian, R. D. (Ed.). Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 6th ed., John Wiley & Sons, 2010.

[5] Institute for Standardization of Montenegro. MEST EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2015.

[6] Santosh D., Shivamkumar, Sumit Singh, Samrat Ghatak, Nirmal Biswas, Studies on Seismic Performance of Braced and Unbraced Steel Frame by Non Linear Static Analysis, International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, 7(5), 2018.

[7] Buđevac D. Čelične konstrukcije u zgradarstvu [Steel Structures in Building Construction], Medifarm and Građevinska knjiga, Belgrade, 1992.

[8] Dwivedi P., Deb S., Rai A., Shrivastava V. Seismic Behavior of Steel Frame Structure with and Without Bracing, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), 9(7), 2022, 1543–1554.

[9] Salmon C. G., Johnson J. E., Malhas F. A. Steel Structures: Design and Behavior, 5th Edition, Pearson Education, 2009.

[10] Dassault Systèmes. Abaqus 6.11: Getting Started with Abaqus—Interactive Edition. Dassault Systèmes Simulia Corp., 2011.

[11] Yun, X., Gardner, L. Stress–strain curves for hot-rolled steels, Journal of Constructional Steel Research, 133, 2017, 36–46.

ДГКС ASES | E-21
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026027B

Lidija Babić[1], Nikola Stošić[2], Radomir Folić[3]

INFLUENCE OF STOREY NUMBER AND NUMBER OF BAYS ON THE STRUCTURAL RESPONSE OF FRAME SYSTEMS

Summary: This paper presents a parametric numerical study on the influence of the number of storeys and number of bays on the structural response of planar reinforced concrete frame systems. Numerical models with one to six storeys and bays were analyzed under symmetric and asymmetric loading conditions. The frames were subjected to uniformly distributed loads of 10 kN/m and concentrated loads of 10 kN. Both regular loading applied to each storey and bay and randomly distributed loading patterns were considered. The analysis reveals clear trends in the redistribution of bending moments and shear forces in beams and columns caused by changes in structural configuration. In order to isolate the influence of geometric parameters and externally applied loads, the self-weight of structural members was neglected. The obtained results were compared with characteristic examples and recommendations reported in relevant structural engineering literature.

Keywords: frame structures, parametric analysis, number of storeys, number of bays, internal force distribution

UTICAJ BROJA SPRATOVA I BROJA POLJA NA STATIČKI ODZIV RAMOVSKIH SISTEMA

Rezime: U radu je izvedena parametarsku numerička analiza uticaja broja etaža i broja polja na odgovor armiranobetonskih okvirnih sistema. Analizirani su numerički modeli formirani od jedne do šest etaža i sa jednim do šest polja pri simetričnim i asimetričnim uslovima opterećenja. Okviri su opterećeni ravnomerno raspodeljenim opterećenjem intenziteta 10 kN/m i koncentrisanim opterećenjem od 10 kN. Razmatrani su kako slučajevi pravilnog opterećivanja svake etaže i svakog polja, tako i slučajevi nasumično raspoređenih opterećenja. Analiza pokazuje jasne trendove u preraspodeli momenata savijanja i transverzalnih sila u gredama i stubovima usled promena u konfiguraciji konstrukcije. Kako bi se izolovao uticaj geometrijskih parametara i spoljnih opterećenja, sopstvena težina konstruktivnih elemenata nije uključena u analizu. Dobijeni rezultati upoređeni su sa karakterističnim primerima i preporukama navedenim u relevantnoj stručnoj i naučnoj literaturi iz oblasti građevinskih konstrukcija.

Ključne reči: okvirne konstrukcije, parametarska analiza, broj spratova, broj polja, raspodela unutrašnjih sila

[1] Faculty of Technical Sciences, University of Priština in Kosovska Mitrovica, lidija.babic@pr.ac.rs
[2] MPP Jedinstvo, Serbia
[3] Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad

1. INTRODUCTION

Frame systems are widely used in civil engineering practice due to their ability to efficiently resist both vertical and horizontal loads while providing considerable architectural flexibility. Their structural response depends not only on material properties and member dimensions but also on geometric characteristics, among which the number of storeys and the number of bays play a significant role in determining stiffness, internal force distribution, and displacement behaviour [1].

The number of storeys is one of the key parameters used to characterize buildings, as it is directly related to their geometry, height, volume, and other structural properties [2]. In general, increasing the number of storeys leads to higher axial forces and larger global displacements, whereas increasing the number of bays affects the redistribution of internal forces and may result in increased bending moments and shear forces in structural members. Consequently, geometric configuration represents an important aspect of structural design.

Numerical methods based on the stiffness approach are commonly employed in the analysis of frame systems because they enable accurate determination of internal forces and nodal displacements under various loading conditions [3]. Although numerous studies have investigated frame behaviour, most research has focused on seismic response, dynamic effects, or structural optimization. Comparatively fewer studies have examined the isolated influence of fundamental geometric parameters, such as the number of storeys and the number of bays, on the static response of frame systems.

Therefore, the objective of this study is to investigate the influence of storey number and bay number on the structural response of planar frame systems through a parametric numerical analysis. Several frame configurations were analyzed under symmetric and asymmetric distributed loads, as well as concentrated vertical and horizontal loads. Particular attention was devoted to the variation of bending moments, shear forces, axial forces, and displacements in order to identify general behavioural trends relevant to preliminary structural design.

2. STRUCTURAL MODEL AND LOADING

The analyzed structural systems are planar reinforced concrete frames with rigid beam–column connections. All structural elements were modeled using constant rectangular cross-sections of 25 x 25 cm for both beams and columns. Linear-elastic material behaviour was assumed throughout the analysis.

The investigated configurations range from a single-storey frame (P) to a six-storey frame (P+5). The ground-floor height was 3.8 m, while all upper storeys were 3.0 m high. To examine the influence of bay number, frames with one to six equal bays were analyzed. The bay width was fixed at 4.8 m for all configurations. Material properties, cross-sectional dimensions, and storey heights remained unchanged in all models.

Column bases were assumed to be fully fixed. The self-weight of structural members was neglected in order to isolate the effects of geometric parameters and externally applied loads.

Several static loading cases were considered, including uniformly distributed and concentrated loads acting on beams and columns. The numerical investigation included variations in the number of storeys (Figure 1) and the number of bays (Figure 2) and comprised the following loading cases (a–h):

- uniformly distributed load acting on beams, with an intensity of 10 kN/m (a);
- asymmetric uniformly distributed load acting on beams, 10 kN/m (b);
- asymmetric uniformly distributed load acting on columns, 10 kN/m (c);
- concentrated horizontal load applied at each storey level, 10 kN (d);
- concentrated vertical load applied at the midspan of the beam, 10 kN (e);
- concentrated load with variation in the loaded storeys, 10 kN (f);

- uniformly distributed load with variation in the loaded storeys, 10 kN/m (g);
- concentrated load with variation in the loaded storeys, 10 kN (h).

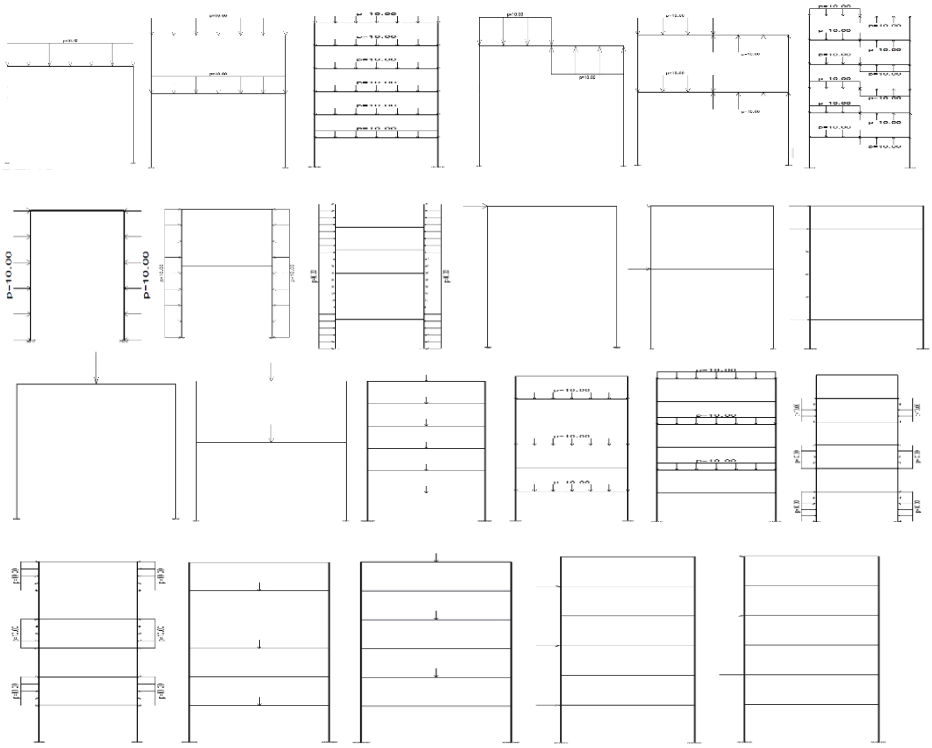


Figure 1: Loading cases considered for reinforced concrete frame models with variation in the number of storeys

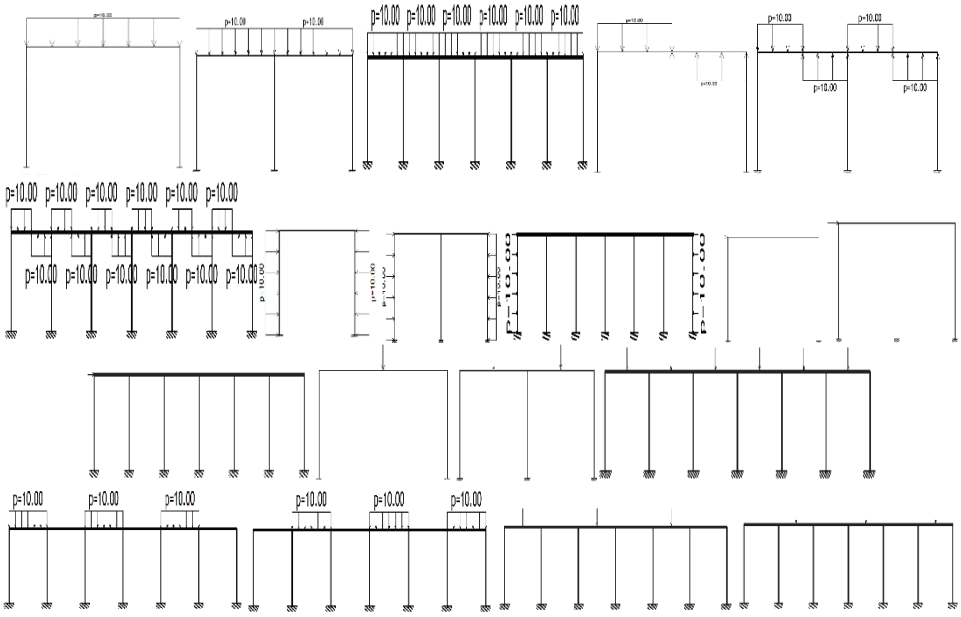


Figure 2: Loading cases considered for reinforced concrete frame models with variation in the number of bays

All numerical analyses were conducted using the structural analysis software Tower 8 Demo, based on the matrix stiffness method.

3. NUMERICAL ANALYSIS

The numerical analysis was conducted to evaluate the influence of storey number and bay number on the structural response of planar frame systems. For each analyzed configuration, internal forces and displacements were determined for beams and columns. The obtained results were organized in tabular and graphical form to facilitate the identification of trends associated with geometric parameter variation.

All loading cases shown in Figures 1 and 2 were analyzed. Due to space limitations, only representative results corresponding to load cases (a–e) are presented in the following tables and diagrams. The remaining load cases (f–h) exhibited similar behavioural trends and were considered in the overall evaluation of structural response.

3.1. VARIATION OF STOREY NUMBER

The influence of storey number was investigated through the analysis of frame configurations ranging from a single-storey frame (P) to a six-storey frame (P+5). Maximum and minimum values of internal forces and displacements obtained for the analyzed models are summarized in Table 1.

Table 1: Internal force values in beams and columns for different numbers of storeys under loading cases

(a)	(a)	(a)	(a)
(b)	(b)	(b)	(c)
(c)	(c)	(c)	(d)
(d)	(d)	(d)	(d)
(d)	(e)	(e)	(e)	(e)

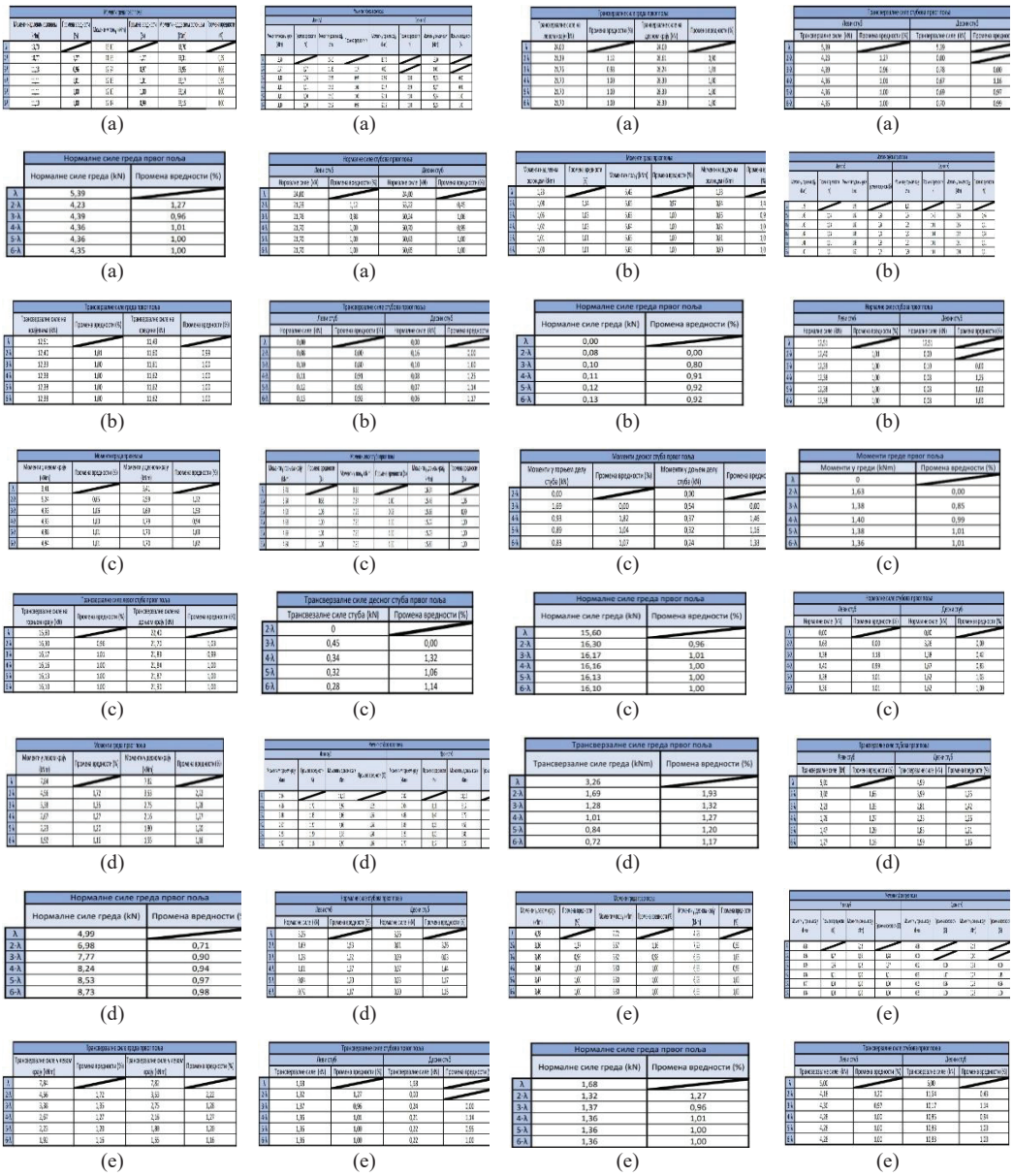
The percentage values represent the ratio of the corresponding response quantity to the value obtained for the reference single-storey frame. Selected results from Table 1 are illustrated in Figure 3.

Figure 3: Comparison diagrams for selected load cases (variation in the number of stoteys)

3.2. VARIATION OF BAY NUMBER

The influence of span number was investigated through the analysis of frame configurations with one to six equal bays. Maximum and minimum values of internal forces and displacements obtained for the analyzed models are summarized in Table 2.

Table 2: MTN values in columns and beams for load cases a-h (bay case)



The percentage values represent the ratio of the corresponding response quantity to the value obtained for the reference single-bay frame. Selected results from Table 2 are illustrated in Figure 4.

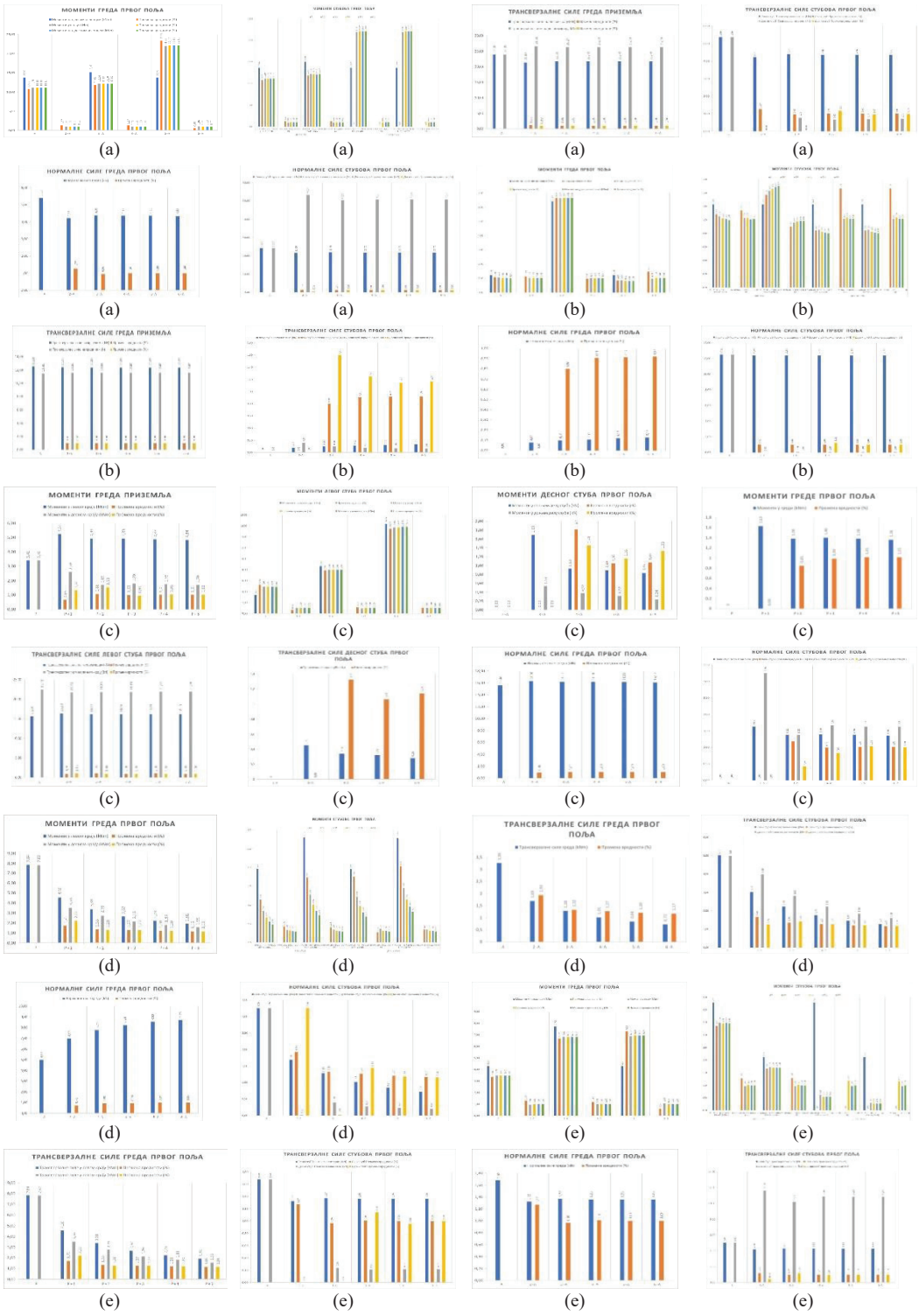


Figure 4: Comparison diagrams for selected load cases (variation in the number of bays)

4. COMPARATIVE DISCUSSION OF PARAMETER INFLUENCE

4.1. CASE OF INCREASE IN STOREY NUMBER

For loading cases acting on beam elements, increasing the number of storeys generally resulted in higher bending moments in the lower-storey beams. At the same time, bending moments in the columns decreased, while axial forces increased significantly and became the dominant internal action in these members.

Shear forces exhibited relatively small variations and were generally highest in the uppermost storey. Exceptions were observed for uniformly distributed loads acting on beams and for concentrated loads applied at beam midspan, where beam shear forces remained unchanged regardless of storey number.

The displacement response was non-uniform. Vertical deflections decreased only in the beam directly below the newly added storey, while deflections in the remaining lower-storey beams increased. The most pronounced reduction occurred when the number of storeys increased from one to two, whereas further increases produced comparatively smaller changes. As expected, the overall horizontal displacement increased with structural height.

For loading cases applied directly to the columns, increasing the number of storeys reduced bending moments at the column end sections and near the column mid-height of the preceding storey, while higher bending moments developed in the upper column region at the support level of the added storey.

Under column loading, shear forces in the columns increased, whereas beam shear forces remained equal to zero. Axial forces in the columns remained negligible, while axial forces in the beams increased with increasing storey number. Deflection trends were similar to those observed for beam loading, with substantially higher values in single-storey frames and progressively smaller differences between taller configurations. In some cases, uplift of beam elements occurred, resulting in positive deflection values according to the adopted sign convention.

4.2. CASE OF INCREASE IN BAY NUMBER

The analysis showed that increasing the number of bays significantly influences the redistribution of internal forces within the frame system. For loading cases acting on beam elements, the addition of new spans reduced bending moments in the columns and beam regions of the preceding bay, while higher bending moments developed in the newly added bay. Consequently, the maximum beam bending moment gradually shifted toward the support zones.

Shear forces generally increased with increasing bay number in both beams and columns, reflecting the increased participation of structural members in load transfer. The influence on axial forces was less pronounced. Beam axial forces exhibited relatively small variations, whereas column axial forces showed a consistent tendency to increase with increasing bay number.

The displacement response was more complex than the corresponding force response. Beam and column deflections increased in some regions and decreased in others depending on the number of spans and member position. In several configurations, uplift of beam elements occurred, resulting in both positive and negative deflection values according to the adopted sign convention.

For loading cases applied directly to the columns, increasing the number of bays produced higher bending moments and shear forces in both beams and columns, while axial forces exhibited moderate increases. Local regions with zero shear force remained consistent with the applied loading pattern.

Unlike the increase in storey number, which predominantly affected axial forces and global displacement behaviour, the increase in bay number primarily influenced the redistribution of

bending moments and shear forces. The results indicate that bay number is one of the key geometric parameters governing the internal force distribution in planar frame systems.

4.3. COMPARISON WITH PREVIOUS STUDIES

The observed trends are generally consistent with findings reported in previous investigations. Šperac [4] demonstrated that variations in storey number and bay configuration significantly affect the distribution of internal forces and deformation patterns in frame systems. Similar tendencies were identified in the present study, particularly regarding the redistribution of bending moments and the increase in axial force demands associated with increasing structural height. Likewise, Lahri and Garg [5] reported that changes in the geometric configuration of frame structures influence stiffness characteristics and consequently modify internal force distribution, which is in agreement with the present results.

Tafheem et al. [6] investigated reinforced concrete buildings with three, six, and nine storeys and reported increased reinforcement demand in beams and columns with increasing building height. Although their study considered gravity, wind, and seismic loading, the reported increase in structural demand is consistent with the higher axial force levels and force redistribution observed in the present investigation.

The influence of bay-related geometric parameters observed in this study is also consistent with the optimization-based investigation of Boito and Kripka [7], who showed that larger bay configurations lead to less favourable structural solutions and higher structural costs. While their work focused on economic optimization rather than internal force redistribution, both studies confirm the significant influence of bay configuration on the overall structural performance of reinforced concrete frame systems.

An additional contribution of the present study lies in the simultaneous consideration of both storey number and bay number within a unified numerical framework. While previous investigations have commonly focused on individual geometric parameters or specific design objectives, the present analysis enables a direct comparison of their relative influence on internal force redistribution and displacement behaviour. The results indicate that these parameters affect different components of structural response and should therefore be considered separately during the preliminary design stage.

Overall, the comparison with previous studies indicates that storey number predominantly affects axial force development and global displacement behaviour, whereas bay number primarily governs the redistribution of bending moments and shear forces. The present study complements existing research by providing a systematic comparison of these effects under a range of static loading conditions and by highlighting the distinct roles of storey and bay variation in the structural response of planar frame systems. The obtained results are also consistent with fundamental principles of structural analysis, according to which frame stiffness and internal force distribution are strongly governed by structural geometry, member arrangement, and load-transfer paths [1].

5. CONCLUSION

This study investigated the influence of storey number and bay number on the structural response of reinforced concrete frame systems through a parametric numerical analysis. The results confirmed that changes in structural geometry significantly affect the distribution of internal forces and deformation patterns.

Increasing the number of storeys primarily influenced axial force development and global displacement behaviour. Beam bending moments increased in the lower storeys, while axial forces in the columns became more pronounced and gradually emerged as the dominant internal action. In contrast, increasing the number of bays mainly affected the redistribution of bending

moments and shear forces within the frame system, while axial force variations remained comparatively moderate.

A direct comparison of the investigated parameters indicates that storey number and bay number govern different aspects of structural behaviour. Storey number predominantly affects axial forces and global displacements, whereas bay number primarily controls the redistribution of bending moments and shear forces.

The comparison with previous studies confirmed the general consistency of the observed trends and highlighted the importance of geometric configuration as one of the governing factors affecting frame behaviour. The present investigation contributes to existing research by providing a systematic comparison of the influence of storey and bay variation under a range of static loading conditions. The obtained results may serve as a useful basis for preliminary structural design and for future analytical and parametric investigations of reinforced concrete frame systems.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the Ministry of Science, Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia for funding the scientific research work, contract No. 451-03-65/2024-03/200155, realized by the Faculty of Technical Sciences in Kosovska Mitrovica, University of Pristina.

REFERENCES

[1] Nielson B.G, Structural Analysis: Understanding Behavior, Wiley, 2022.

[2] Roy E, Pronk M, Agugiaro G, Ledoux H, Inferring the Number of Floors for Residential Buildings, International Journal of Geographical, Information Science, 2023, 37:4, 938-962, doi: 10.1080/13658816.2022.2160454

[3] Fu Q-L, Tan L, Long B, Kang S-B. Numerical Investigations of Progressive Collapse Behaviour of Multi-Storey Reinforced Concrete Frames, Buildings, 2023, 13(2):533. https://doi.org/10.3390/buildings13020533

[4] Šperac, D. Numerički modeli utjecaja broja etaža ili raspona na odgovore statičkih sustava, Sveučilište Josipa Jurja Strossmayera, Osijek, 2016.

[5] Lahri A, Garg V, Effect of Differential Settlement on Frame Forces - A Parametric Study, International Journal of Research in Engineering and Technology, Volume 04, Issue 09 | 2015, eISSN: 2319-1163

[6] Tafheem Z, Shourav MH, Islam Z, Tumpa SI, Investigation of the Effect of Number of Story on Different Structural Components of RC Building. 2015, 9(2):1630-1634

[7] Boito D, Kripka M, Parametric study of Reinforced Concrete Plane Frames Structures through Optimization, Revista CIATEC – UPF, vol. 12, (1), p.p. 51-60, 2020.

E-22
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026033K

Svetlana Kostić[1], Milan Bursać[2], Jelena Nikolić[2], Nikola Tošić[3]

POST-FIRE AXIAL CAPACITY OF RECYCLED AGGREGATE CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMNS

Summary: The paper analyses the post-fire axial capacity of recycled aggregate concrete-filled steel tube (RACFST) columns. Since existing design codes lack guidelines for calculating this capacity, the modified method from the second-generation of Eurocode 4 is applied and its applicability is confirmed for RACFST columns. For method evaluation, the results from previous experimental campaigns are compiled. Additionally, to obtain a better understanding of the advantages of the RACFST solution compared to conventional RC columns regarding sustainability, the assessment of post-fire capacity for two chosen sections is conducted. A fair comparison is made to analyze the post-fire capacities of unprotected RACFST and RC section.

Keywords: post-fire capacity, recycled aggregate concrete, Eurocode 4, composite columns

POST-POŽARNA AKSIJALNA NOSIVOST SPREGNUTIH STUBOVA OD ČELIČNIH CEVI ISPUNJENIH BETONOM OD RECKLIRANOG AGREGATA

Rezime: U radu se analizira aksijalna nosivost spregnutih stubova od čeličnih cevi ispunjenih betonom sa recikliranim agregatom (RACFST) nakon dejstva požara. Budući da važeći propisi ne daju smernice za sračunavanje ove nosivosti, u radu je primenjena modifikovana metoda druge generacije Evrokoda 4 i potvrđena je njena primenljivost na RACFST stubove. Za evaluaciju ove metode, prikupljeni su rezultati ranijih eksperimentalnih istraživanja. Takođe, radi ilustracije prednosti RACFST rešenja u poređenju sa klasičnim armirano-betonskim stubovima, sprovedena je uporedna analiza procene kapaciteta nosivosti za dva odabrana preseka. Upoređeni su aksijalni kapaciteti nosivosti RACFST i AB preseka.

Ključne reči: nosivost nakon dejstva požara, beton od recikliranog agregata, Evrokod 4, spregnuti stubovi

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, svetlana@grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade
[3] Civil and Environmental Engineering Department, Universitat Politècnica de Catalunya BarcelonaTech (UPC), Spain

1. INTRODUCTION

Concrete-filled steel tube (CFST) columns efficiently merge the advantages of both steel and concrete, resulting in a structural element with many benefits. These consist of, but are not restricted to, enhanced load-bearing capacity, better ductility, and reduced construction time. Due to these factors, there is a growing trend in the global use of these members. In line with the overall trend of offering more sustainable options within the built environment and reducing natural resource consumption, there is an increasing focus on research and the utilization of concrete made with aggregates derived from crushed construction and demolition waste [1]. When this kind of concrete is incorporated in CFST columns, these elements are referred to as RACFST columns.

The previous investigations, although limited, have shown that recycled aggregate concrete (RAC) within steel tubes mostly overcomes the limitations of RAC when it is used in conventional reinforced concrete members, and that RACFST members have behaviour very similar to CFST members [1]. Consequently, there is substantial potential for practical application. However, a prerequisite for the wider use of RACFST columns in practice is further investigation on these members and the existence of reliable design code guidelines.

At present, Eurocode 4 serves as the European standard for the design of steel-concrete composite structures, with Part 1-1 [2] addressing their design and Part 1-2 [3] specifically the fire design. However, even the second generation of these standards [4, 5] provides only guidelines for CSFT columns, while the post-fire capacity is not covered. For these reasons, this paper presents the results of a preliminary study where the post-fire capacity of RACFST columns is determined by applying the method proposed by the second generation of Eurocode 4 for CFST columns at reference temperature [4], by introducing modifications to consider the effects of material degradation at higher temperatures.

More details about the study can be found in [6], while here will be presented only the major points with few additional conclusions.

2. CALCULATION OF POST-FIRE CAPACITY

To fully comprehend the behaviour and design of structures, it is crucial to understand a member's residual capacity after being subjected to fire for a specific period [7]. Currently, the design code Eurocode 4 lacks guidelines for determining the axial capacity of CFST after a fire [2]. Consequently, researchers primarily utilize formulas developed for the reference temperature and implement them with the remaining (post-fire) characteristics of materials [7]. Regarding the material properties after a fire, [5] provides formulas for assessing the residual strength of concrete based on the highest temperature it attained during the heating process. Nevertheless, there are no guidelines referring to the post-fire characteristics of steel.

In a study presented with more details in [6], the post-fire axial capacity of RACFST columns is determined in the following way. The critical buckling force is determined according to Eurocode 4 guidelines for assessing the axial capacity of the CFST column at reference temperature, using modified material properties. As the specimens were allowed to cool naturally to room temperature, the properties of the concrete material are evaluated according to clause 5.3.2.2(6) of Eurocode 2. The strength of concrete heated to a maximum temperature θ_{max} and cooled down to 20℃ is:

$$f_{c,\theta,20°C} = \phi f_c \tag{1}$$

where ϕ depends on $k_{c,\theta max}$:

$$\phi = k_{c,\theta_{max}} \text{ for } 20°C \leq \theta_{max} \leq 100°C \tag{2}$$

$$\phi = (-0.0005\theta_{max} + 1.05)k_{c,\theta_{max}} \quad \text{for} \quad 100°\text{C} \leq \theta_{max} \leq 300°\text{C} \tag{3}$$

$$\phi = 0.9k_{c,\theta_{max}} \quad \text{for} \quad \theta_{max} > 300°\text{C} \tag{4}$$

Temperature θ_{max} is determined for expressions from Eurocode 4.

For stainless steel tubes, the retention factors are adopted from the study by Molkens et al. [8], while for the carbon steel tube, these factors are taken from [9]. The retention factors depend on the maximum temperature to which the steel is exposed. This temperature is, again, calculated following the expressions from Eurocode 4. The axial capacity calculated this way is denoted as $N_{R,EC4}$ and, for method validation, the database consisting of 48 specimens of circular and square RACFST columns is compiled [6]. Figure 1 compares results of experimentally measured post-fire buckling force N_R and predictions obtained by the proposed method.

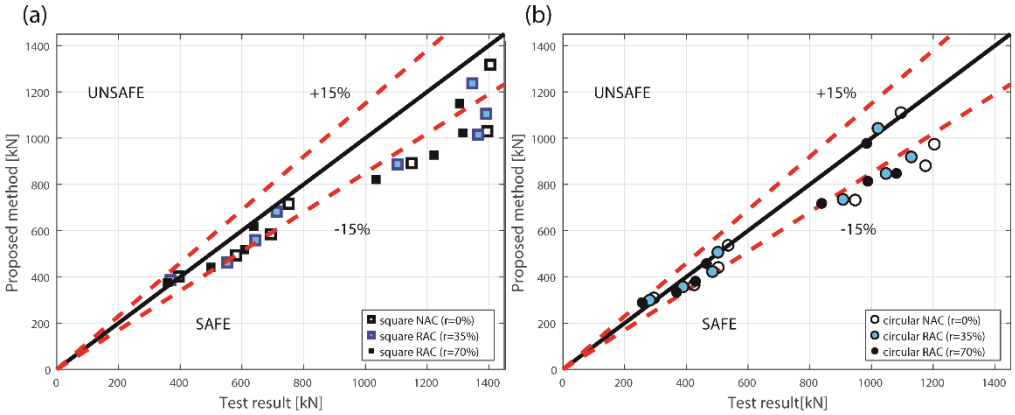


Figure 1: Comparison between experimentally obtained post-fire buckling force and prediction obtained by the proposed method: (a) square specimens and (b) circular specimens

Obviously, the predictions obtained by the proposed method are close to the experimental results. It is important to note that all three criteria adopted by the CEN/TC250/SC4 Horizontal Group Fire are fulfilled. These are: (1) the calculation result shall not be on the unsafe side of the reference result by more than 15%; (2) a maximum of 20% of the individual calculation results can be on the unsafe side and (3) the mean value of all percentage differences between calculation results and reference results shall be on the safe side.

The limitations of the study are as follows: the specimens in the validation database are exposed to fire durations of up to 45 minutes and exposure to the ISO 834 heating curve. Additionally, the analyzed specimens have small cross-sections with outer dimensions of the steel tube up to 130 mm. Therefore, the method also needs to be validated for larger cross-sections.

3. COMPARISON OF POST-FIRE CAPACITY OF RACFST AND RC SECTIONS

The aim of this section is to compare RACFST columns with conventional RC columns from a sustainability perspective and the post-fire axial capacity of these columns. It is assumed that the same design procedures of CFST sections are applicable to RACFST sections, which is in agreement with previous studies [1]. For this purpose, two square cross sections depicted in Figure 2 are chosen. Two sections are selected to have comparable section capacities at reference temperature. The first section is a square RACFST section with the geometrical properties given in Figure 2(a). The concrete with f_{ck}=40MPa and steel tube with f_y=*355*MPa are selected. The second section is a square RC section (Figure 2(b)) with the same concrete material properties (f_{ck}=40MPa), reinforced with *8ϕ28* reinforcement bars with f_y=*500*MPa. For these two sections Figure 3 compares their ultimate axial force-bending moment interaction curves N-M, at

reference temperature. These curves are constructed using the fiber section analysis and material models from Eurocode 4 [4] and Eurocode 2 [10]. The axial capacity of the RC section is 9.3% higher than that of the RACFST section, while the bending capacity of the RC section is 10.2% lower than the value of the RACFST section. Therefore, the sections can be considered comparable.

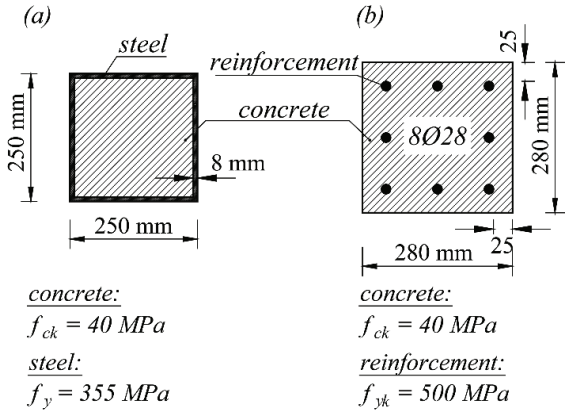


Figure 2: Two analysed cross sections: (a) RACFST and (b) RC section

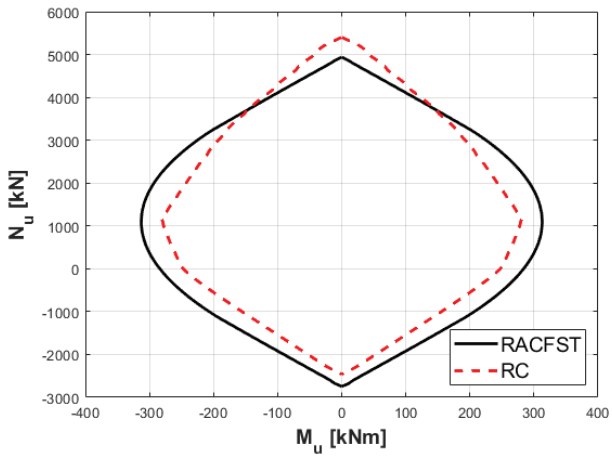


Figure 3: Axial force - bending moment interaction curves for compared RACFST and RC sections

Comparing the amount of used concrete within these two sections we can conclude that area of concrete in RC section is 43% larger than area of concrete in RACFST section. Therefore, in terms of natural aggregate use, this indicates considerable savings. Besides, it is important to note that the second generation of Eurocode 2 Part 1-1, in informative Annex N [10], permits the use of RAC with a maximum substitution ratio of natural aggregate (fine and coarse) with recycled aggregate of 40% in structural elements (without requiring experimental testing). In this regard, the potential for employing RAC with an elevated or complete substitution rate in RACFST members is greatly valued.

To compare the post-fire axial capacity of these two selected cross sections, the following methods are applied. The capacity of the RACFST section is determined according to the method explained in Section 2 for a stub column when all second-order effects are neglected. The steel tube is considered to be made of carbon steel, and the steel retention factors are taken from [9]. In the RC section, there remains a lack of agreement on how to calculate the residual section capacity. In this study the method proposed by Kodur et al. is applied [11]. This method is based

on the application of the 500°C isotherm method and assumes that only concrete within the isotherm of 500°C has post-fire strength, while concrete outside of this isotherm is neglected. The residual strength of concrete is calculated from Eqs. (1)-(4), while the residual strength of reinforcement is assumed to follow [9]. The isotherm at 500°C is obtained from the section thermal analysis. Finally, the residual post-fire section axial capacity is determined from the fiber section analysis. Both sections (RACFST and RC) are considered to be exposed to 4- sided heating in accordance with the ISO 834 heating curve for different durations (15, 30, 45, and 60 min) and then cooled down to the reference temperature. Table 1 presents the numerical results for the post-fire axial strength of these sections, and Figure 4 illustrates these results visually.

Table 1: Post-fire axial capacity for analysed RACFST and RC sections

Fire duration [min]	RACFST [kN]	RC [kN]
0	4939.4	5400.8
15	4815.8	4861.5
30	3999.8	4428.8
45	3535.8	4237.8
60	3225.9	4006.0

For shorter fire durations (15 min), the reduction in the post-fire axial capacity of RACFST columns is smaller than that of the RC section. This can be explained by the steel's ability to largely recover its strength after cooling when exposed to relatively moderate peak temperatures (up to 600 °C). For longer fire durations, the steel tube temperature can reach 700 °C or higher, leading to a more significant reduction in capacity. Therefore, the reduction in post-fire axial capacity of the RACFST section becomes equal to or slightly higher than, but still comparable to, the reduction of the RC section. The application of adequate insulation measures would be beneficial for both sections and would reduce the decrease in post-fire axial capacity.

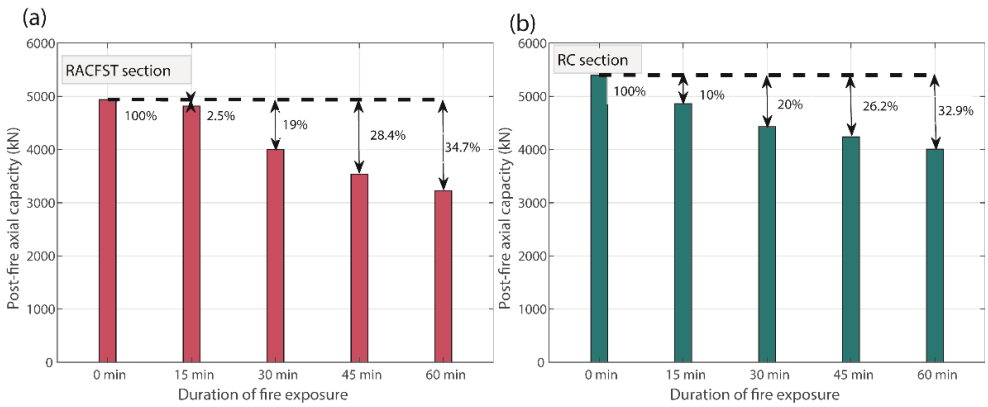


Figure 4: Change of post-fire axial capacity with fire exposure time: (a) RACFST section and (b) RC section

4. CONCLUSIONS

The study analysed the post-fire axial capacity of RACFST columns. At present, there are no established design guidelines for these columns. For that reason, the study investigated the possibility of applying the method for CFST columns at reference temperature but with modifications in order to predict the post-fire axial capacity of RACFST columns. The method is validated on a set of experimental test results available in the literature and has shown to provide results of acceptable accuracy and being on the safe side. To further support this conclusion, validation with a larger set of experimental results is required.

Comparing the post-fire axial capacity of the RACFST section with the RC section has shown that, for shorter fire durations (up to 60 min), the two sections are comparable, with RC sections performing slightly better for longer exposures.

Finally, considering that RACFST columns: (a) require significantly smaller cross-sections than traditional RC sections, thus providing larger usable interior spaces; (b) increase construction efficiency by accelerating the building process, as they eliminate the need for traditional formwork; and (c) achieve similar structural performances as CFST columns, even when a higher substitution ratio of natural aggregate with recycled aggregate is used, the sustainability potential of RACFST columns is very promising.

ACKNOWLEDGEMENTS

The first and the third authors thank the Ministry of Science, Technological Development and Innovation, Republic of Serbia, for support through the project number 200092. The second author thanks the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia for financial support via a Ph.D. student stipend.

REFERENCES

[1] Nikolić J, Tošić N, Murcia-Delso J, Kostić SM. Comprehensive review of the structural behaviour and numerical modelling of recycled aggregate concrete-filled steel tubes, Engineering Structures, 303, 2024, 117514.

[2] Standardization ECf. Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings, Eurocode 4. European Comitee for Standardization; 2004.

[3] Standardization ECf. Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Comitee for Standardization; 2008.

[4] Standardization ECf. prEurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization; 2021.

[5] Standardization ECf. prEurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardization; 2021.

[6] Kostić SM, Bursać M, Nikolić J, Tošić N. Fire and post-fire capacity of recycled aggregate concrete filled steel tube columns using the second generation of Eurocode 4, Structural Integrity and Life, (to be published), 2026,

[7] Medall D, Ibáñez C, Albero V, Espinós A, Romero ML. Experimental residual capacity of steel-reinforced concrete-filled steel tubular stub columns after fire exposure, Thin-Walled Structures, 189, 2023, 110900.

[8] Tom M, Katherine AC, Mikko M, Mika A, Barbara R. Performance of structural stainless steel following a fire, Engineering Structures, 235, 2021, 112001.

[9] Tom M, Katherine AC, Barbara R. Post-fire mechanical properties of carbon steel and safety factors for the reinstatement of steel structures, Engineering Structures, 234, 2021, 111975.

[10] Standardization ECf. prEurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures. European Comitee for Standardization; 2021.

[11] Kodur VKR, Raut NK, Mao XY, Khaliq W. Simplified approach for evaluating residual strength of fire-exposed reinforced concrete columns, Materials and Structures, 46, (12), 2013, 2059-75.

ДГКС ASES | E-23
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026073S

Radmila Sinđić Grebović[1], Mina Grebović[2]

NUMERICAL ANALYSIS OF A NON-SLENDER HIGH-STRENGTH CONCRETE BEAM USING ABAQUS

Summary: The shear design of non-slender reinforced high-strength concrete (HSC) beams remains questionable, as indicated by experimental findings. This paper aims to perform a numerical simulation of a non-slender HSC beam and compare the results with experimental data. A finite element model of the tested HSC beam was developed in Abaqus, incorporating the properties as specified in the experimental study. The numerical results are compared with experimentally obtained ultimate load and observed failure mode, as well as with results derived from the simple and refined Strut-and-Tie Model (STM). The comparison shows reasonable agreement between numerical and experimental responses, while certain differences are observed relative to STM predictions. The study demonstrates that finite element modeling can serve as a useful complementary tool for evaluating the shear behavior of non-slender beams and for assessing the reliability of STM in practical design.

Keywords: high-strength concrete, strut-and-tie model, non-slender beam, shear, Abaqus, finite element analysis

NUMERIČKA ANALIZA NEVITKE GREDE OD BETONA VISOKE ČVRSTOĆE PRIMJENOM ABAQUS-A

Rezime: Proračun smičuće nosivosti nevitkih armiranobetonskih greda od betona visoke čvrstoće (HSC) i dalje je upitan, na šta ukazuju eksperimentalni podaci. Cilj ovog rada je sprovođenje numeričke simulacije nevitke HSC grede i poređenje dobijenih rezultata sa eksperimentalnim podacima. Model konačnih elemenata ispitivane HSC grede razvijen je u softverskom paketu Abaqus, uz uvrštavanje svojstava specifikovanih u eksperimentalnom ispitivanju. Numerički rezultati su upoređeni sa eksperimentalno dobijenom graničnom nosivošću i osmotrenim oblikom loma, kao i sa rezultatima izvedenim primjenom jednostavnog i rafinisanog modela pritisnutih dijagonala i zategnutih veza (STM). Poređenje pokazuje razumno poklapanje između numeričkih i eksperimentalnih odgovora, dok su određene razlike uočene u odnosu na predikcije dobijene primjenom STM-a. Studija pokazuje da modeliranje metodom konačnih elemenata može poslužiti kao koristan komplementarni alat za procjenu ponašanja nevitkih greda pri smicanju i za ocjenu pouzdanosti STM-a u praktičnom projektovanju.

Ključne riječi: beton visoke čvrstoće, strut-and-tie model, nevitka greda, smicanje, Abaqus, analiza konačnih elemenata

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, minag@ucg.ac.me

1. INTRODUCTION

Shear resistance design in reinforced concrete beams has posed a persistent challenge in construction for over a century, largely due to the lack of a universally accepted analytical solution. Early shear models by Ritter and Mörsch were regarded as conservative and were missing essential impact factors [1]. However, the adoption of less stringent ACI 1920 rules resulted in unsafe designs and contributed to the unpredictable, brittle failure of warehouse beams in 1955 [2]. It is shown that shear failure in beams without shear reinforcement can occur without warning, with the clear opening of a major diagonal crack. Consequently, research shifted toward investigating shear transfer mechanisms and reliability, leading to the introduction of B and D regions in the late 1980s [1], [2]. The design of beams in flexure may be based on the sectional moment, assuming the Bernoulli hypothesis, in which the plane section after bending remains plane, and the strain is linearly distributed across the section, in the area called the B-region. It is based on truss models.

Beams are generally categorized as either slender or deep (non-slender). Slenderness is determined by the shear span-to-depth ratio (a/d), where a is the shear span and d is the beam's effective depth. According to standard structural terminology, elements with a shear span-to-depth ratio below 2.4 are classified as non-slender members [3], [4], [5]. This behavior is fundamentally distinct from that of slender beams.

These concrete beams are structural elements whose behavior is governed by discontinuity zones (D-regions) that arise from sudden changes in concentrated loads (static discontinuity) or in geometry (geometric discontinuity). In the D-region, load-transfer mechanisms cannot be accurately described by classical beam theory or standard sectional shear approaches because significant nonlinear strain distributions occur within the cross-section.

Over the past fifty years, various approaches to D-region modeling have been proposed. Many experimental studies have been conducted to validate empirical equations, but no adequate theory exists for potentially more dangerous members without shear reinforcement [5]. For members with significant amounts of shear reinforcement, a variable-angle truss model based on the lower-bound theory of plasticity is incorporated into worldwide code provisions [2], [3], [4]. The current version of Eurocode 2 (EN1992-1-1:2004) recommends strut-and-tie modeling for D-regions and limits compressive stress as a function of concrete strength only [6].

Many experimental studies on these topics focus on this theme. Investigations of the effectiveness factor for predicting shear strength, based on tests of reinforced non-slender beams, indicate that predictions for shear-reinforced beams have been conservative. In contrast, predictions for beams without shear reinforcement, using the effectiveness factor in Eurocode 2 and ACI 318, yield unreliable and unsafe results [2], [5], [7]. In previous research, the shear capacity of reinforced concrete (RC) non-slender beams has most often been assessed using STM and numerical models (FEM), as shown in Figure 1.

Accordingly, a new generation of Eurocode 2 includes the use of stress fields and their combination with classical strut-and-tie models [8], [9], [10].

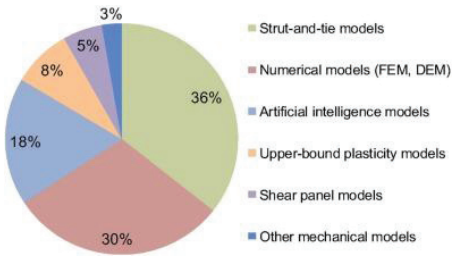


Figure 1: Models of shear capacity used for concrete non-slender beams [7]

The reliability of the STM model's application to Normal-Strength Concrete (NSC), which is defined as concrete with compressive strength up to 50 MPa, has been comprehensively assessed through experimental research. Against that, current provisions for High-Strength Concrete (HSC), defined as classes exceeding C50/60 and standardized up to C100/115 in current codes, exhibit significant limitations and lack comprehensive experimental validation [10]. Further, experimental research demonstrates that HSC elements subjected to shear exhibit brittle failure modes and non-conservative behavior, with a more pronounced size effect [11].

Notable differences in stress-strain characteristics between HSC and normal-strength concrete require modifications to design parameters [8]. Experimental data indicate that existing shear capacity provisions for reinforced concrete beams are not sufficiently reliable, particularly for HSC, where increased compressive strength does not substantially improve shear resistance. Due to the considerable variability in published results, it is essential to verify code-prescribed procedures against experimental data to develop reliable design solutions [7, 11].

2. MATERIAL AND METHODS

This research program focuses on modeling non-slender, HSC beams with concentrated loads near the support to evaluate shear strength in D-regions using numerical methods in ABAQUS, and to compare these results with experimental results and with the STM design proposed in Eurocode 2, EN 1992-1-1:2004, and the new EN 1992-1-1:2023. The program is implemented using part of the experimental results from extensive research on shear in high-strength concrete beams, conducted in the Laboratory of the Faculty of Civil Engineering at the University of Montenegro in Podgorica. This paper presents a numerical model of a beam at the slender-non-slender boundary that was previously experimentally tested. Modeling another 20 HSC beams with shear-span-to-depth ratios ranging from 1.25 to 2.0, using the experimental data repository [12], will be the subject of future research.

2.1. EXPERIMENTAL RESEARCH

The experimental research presented in this paper has been conducted on an HSC beam (LS) with concrete assessed as strength class C 70/85, based on the experimental data. The average 28-day concrete strength of the experimental model is 89 MPa for a 15-cm cube and 81 MPa for a 10/10/40-cm prism [13]. It is tested as a simple beam with a span of 180 cm and a rectangular cross-section of 15/30 cm, under a transverse load consisting of a pair of concentrated forces on the shear span, applied by a support at $a = 66$ cm. Longitudinal reinforcement ratio of 2% in tension ($f_{yk} = 456$ MPa) and 1% in compression. Transverse reinforcement is installed as vertical stirrups, Ø6/20 cm.

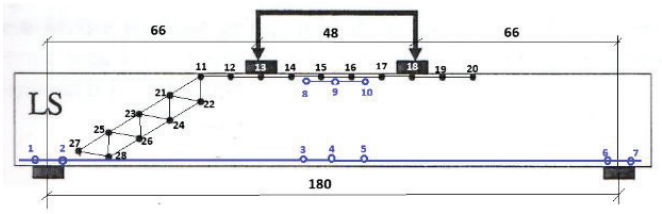


Figure 2: Tested HSC beam with disposition of strain measurement base

The tested beam is loaded with two concentrated forces near the support with a shear-span-to-depth ratio of 2.5. It is designed with minimal transverse reinforcement, consisting of vertical stirrups, to ensure shear failure. The strain gauges and measurement points numbered 1-10 are placed on the longitudinal reinforcement. On the concrete surface, points for mechanical measurement devices are placed spaced 100 mm apart in the D region of the shear zone along the

strut (labeled 21-28), arranged along the sides of equilateral triangles. On both faces of the concrete surfaces under the load points along the compression zone due to pure bending, measuring points marked 11-20 were installed. So, measurements were used to record precise strain developments in both concrete and steel, the propagation of diagonal cracks, or the sudden, brittle crushing of concrete struts.

2.2. STRUT-AND-TIE MODEL

The STM idealizes the complex stress field within concrete as an equilibrium system comprising compressive struts, tensile ties, and nodal zones. Based on the lower-bound theorem of plasticity, it is classified as a lower-bound plastic method. Theoretically, this indicates that the estimated ultimate capacity is consistently at or below the actual collapse load [2].

Research shows that the predicted shear strength of non-slender beams is significantly affected by the geometry of the nodal zone [11]. Consequently, the variable and uncertain geometry of the STM introduces uncertainty into structural reliability. Ideally, struts align with compressive stress trajectories, which redistribute after diagonal cracking. Therefore, a refined model should be developed based on the actual crack pattern of the experimentally tested beam. Furthermore, STM can be derived by starting with simple, calculated approaches that cover most design situations and ending with strain-based approaches to obtain more accurate estimates [9].

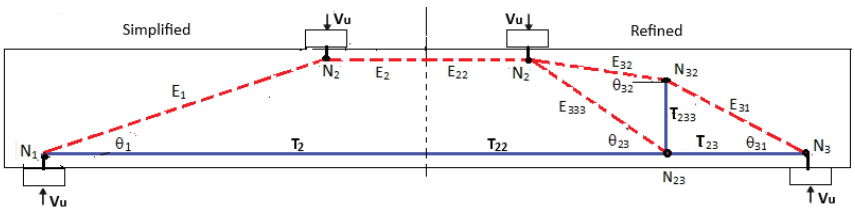


Figure 3: Simplified (left) and refined (right) strut-and-tie models of experimentally tested beam

The simplified STM of the tested beams shown in Figure 3 (left half) consists of two struts connected at node N_2 (type CCC) and one tie connected to the strut at node N_1 (type CCT), which connects two elements in compression and one in tension. STMs, in accordance with both generations of Eurocode 2, were applied to experimentally tested specimens to compare the experimental results with the design.

Table 1: Labeling of R-STM elements; Equations for calculation from equilibrium conditions.

ST Model	Type	ID	Force	Equation
Simplified	Strut	E_1	F_1	$F_1 = V/sin\theta_1$
		E_2	F_2	$F_2 = F_1 \cdot cos\theta_1 = V/tan\theta_1$
	Tie		T_2	$T_2 = -F_2$
Refined	Strut	E_{31}	F_{31}	$F_{31} = V/sin\theta_{31}$
		E_{32}	F_{32}	$F_{32} = F_{31} \cdot cos\theta_{31}/cos\theta_{32}$
		E_{333}	F_{333}	$F_{333} = V/sin\theta_{23} - F_{32} \cdot sin\theta_{32}/sin\theta_{23}$
		E_{22}	F_{22}	$F_{22} = F_{32} \cdot cos\theta_{32} + F_{333} \cdot cos\theta_{23}$
	Tie		T_{22}	$T_{22} = -F_{22}$
			T_{23}	$T_{23} = F_{31} \cdot cos\theta_{31}$
			T_{233}	$T_{233} = F_{333} \cdot sin\theta_{23}$

Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004) recommends limiting the design compressive stress in struts with transverse cracking.

$$\sigma_{Rdmax} = 0{,}6\nu f_{cd} \tag{1}$$

$$\nu = 1 - f_{ck}/250 \tag{2}$$

where:
σ_{Rdmax} is the design compression stress in the strut,
ν is the reduction factor,
f_{cd} is the design concrete compressive strength.

In new Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2023), strut-and-tie models are proposed for the design and verification of discontinuity regions. Concrete struts and compression fields are assumed to have uniformly distributed stresses across the cross-section and are calculated using Equation 3 [10].

$$\sigma_{cd} = \frac{|F_{cd}|}{b_c \cdot t} \tag{3}$$

where:
F_{cd} is the compressive force of the strut,
b_c is the thickness of the strut,
t is the width of the strut.

The compressive stress σ_{cd} in the strut shall fulfill the condition in Equation 4:

$$\sigma_{cd} \leq \nu \cdot f_{cd} \tag{4}$$

where:
ν is the reduction factor depending on the angle θ_{cs} between the strut and any of the ties that cross with the strut. It may take any of the constant values prescribed in the code for θ_{cs}. Alternatively, it may be calculated using Equation 5:

$$\nu = 1/(1{,}11 + 0{,}22 \cdot cot^2\theta_{cs}) \tag{5}$$

In cracked zones, the principal tensile strain ε_1 can be determined using Equation 6.

$$\nu = 1/(1{,}0 + 110\varepsilon_1) \tag{6}$$

where:
f_{cd} is the design value of the compression strength of concrete, calculated by Equation 7.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\eta_{f_c} \tag{7}$$

where:
f_{ck} and γ_c are, respectively, the characteristic compressive cylinder strength and the partial safety factor, while η_{f_c} is a strength reduction factor, which takes into account the post-peak strain-softening behavior of concrete when subjected to uniaxial compression [9].

$$\eta_{f_c} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1 \tag{8}$$

The resistance of a tie composed of non-prestressed reinforcement is

$$F_{td} \leq F_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \tag{9}$$

where A_s and f_{yd} denote the area and yield strength of the reinforcing steel, respectively.

2.3. NUMERICAL MODEL

A two-dimensional nonlinear finite element model (Figure 4) of the reinforced concrete beam was developed in Abaqus/Standard to simulate its structural response under the experimental loading conditions. The model geometry, reinforcement layout, and loading configuration were defined to match the experimentally tested beam, thereby enabling a direct comparison between the numerical and experimental results.

Longitudinal and transverse reinforcement were represented by two-node truss elements (T2D2) with full integration and capable of carrying only axial forces. The concrete was

discretized using four-node plane-stress elements (CPS4), with reduced integration disabled [14]. The size of the finite elements in the concrete part of the cross-section was 10×10 mm. The length of the finite elements used for the steel components was 50 mm.

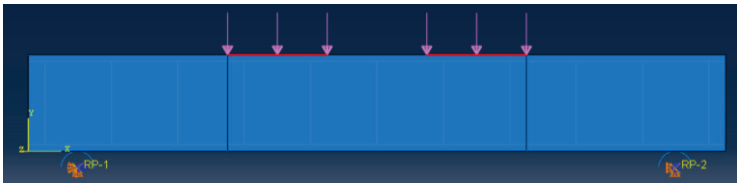


Figure 4: Model of the reinforced high-strength concrete beam

The nonlinear behavior of concrete was simulated using the Concrete Damaged Plasticity (CDP) model. This model enables representation of stiffness degradation due to tensile cracking and compressive crushing using scalar damage variables [15].

Table 2: CDP model parameters

Ψ	ε	f_{bo}/f_{co}	K	μ
31°	0.1	1.16	0.667	1E-06

The damage parameters of the CDP model, including the dilation angle Ψ, eccentricity ε, the ratio of biaxial to uniaxial compressive strength f_{bo}/f_{co}, the shape parameter of the plastic potential K, as well as the viscosity coefficient, were adopted based on recommendations from the literature, as shown in Table 2 [16]. The elastic modulus was taken as E = 44.4 GPa, with a Poisson's ratio of 0.2. The compressive stress–strain relationship implemented in the CDP model was derived from the experimentally determined mechanical properties of the concrete, shown in Figure 5. Both the longitudinal reinforcement and stirrups were modeled as elastic–plastic steel with isotropic hardening. The elastic modulus was taken as 200 GPa, the Poisson's ratio as 0.30, and the yield strength was determined from the experimentally determined mechanical properties of the reinforcement (Figure 5).

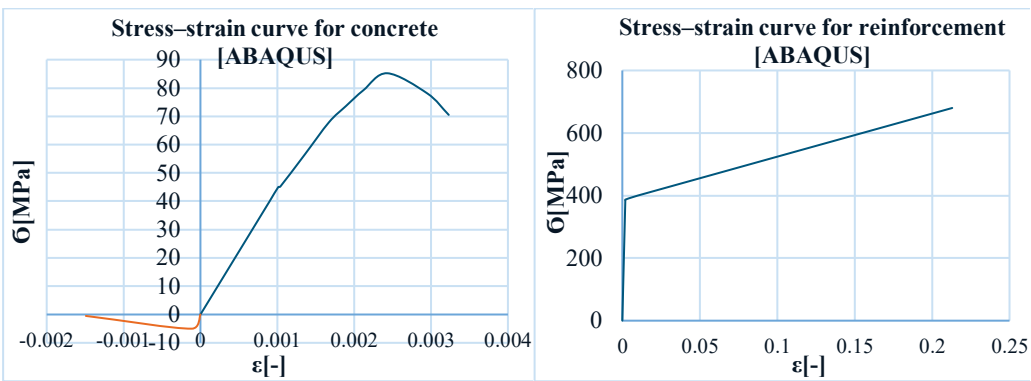


Figure 5: Stress-strain curves for concrete in Abaqus (left) and stress-strain curve for reinforcement in Abaqus (right)

To simulate the progressive deterioration of concrete, tensile and compressive damage parameters (d_t and d_c) were incorporated into the Concrete Damaged Plasticity (CDP) model. These scalar variables range from 0 to 1, where 0 denotes undamaged concrete, and 1 indicates complete material degradation. Within the CDP formulation, cracking is represented using the smeared-crack approach, in which damage is distributed across the finite elements rather than modeled as discrete cracks. Therefore, the tensile damage variable (DAMAGET) was used to

visualize crack propagation and assess the agreement between the numerically predicted failure mechanism and the experimentally observed crack pattern. [17]

The interaction between concrete and reinforcement was established using the Embedded Region technique available in Abaqus, which assumes perfect bond between the reinforcement and the surrounding concrete and neglects bond-slip effects. Although this represents a modeling simplification, it is commonly adopted in nonlinear analyses of reinforced concrete members and provides satisfactory accuracy for predicting the global structural response [18].

The supports were modeled as two-dimensional analytical rigid bodies, while the interactions between the beam and the supports and loading plates were modeled using surface-to-surface contact.

The load was applied as a uniformly distributed pressure (Figure 4) acting directly on two predefined loading regions located symmetrically about the beam midspan. Applying the load over finite surface areas, rather than at discrete nodes, prevents unrealistic local stress concentrations and promotes a stable numerical response.

A nonlinear static analysis was carried out using the implicit solution procedure implemented in Abaqus/Standard, accounting for both material and geometric nonlinearities. Automatic load incrementation was adopted to ensure stable convergence as concrete damage progressed. Throughout the analysis, displacements, reaction forces, stresses, strains, and damage variables were monitored to evaluate the structural response and to enable comparison with the experimental observations and the predictions obtained using the strut-and-tie model.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Analysis of the experimental results revealed the typical shear failure mechanism of the tested beam. The crack pattern illustrated a strong diagonal-tension crack, indicating a diagonal-tension failure. The ultimate limit transverse shear force registered during testing reached 135 kN.

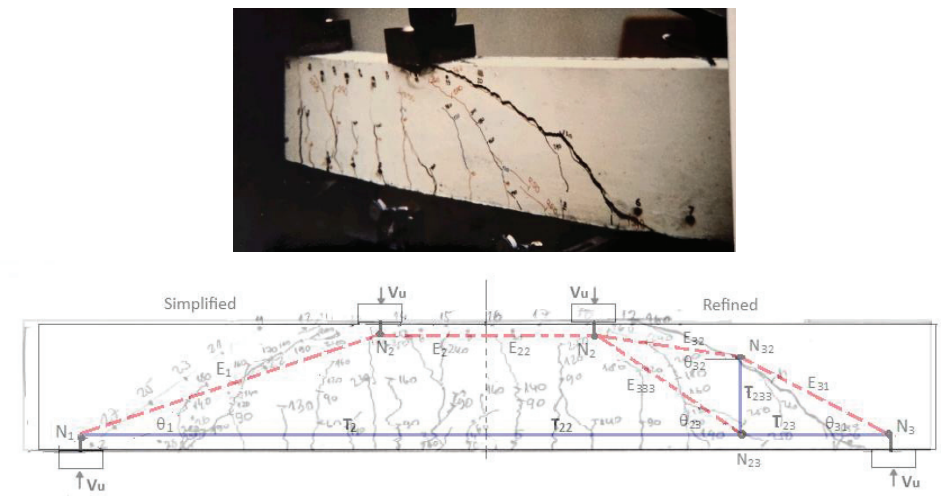


Figure 6: Crack pattern and STM of experimentally tested beam

Table 3 presents the forces in the STM elements, calculated from the model equilibrium, for the experimentally determined ultimate force $V_{u,exp}$. The columns EC2-2004 and EC2-2023 display the forces in the elements of the model assuming that the design capacity of the strut has been reached, while the f_{yd} column shows the forces calculated based on the yielding of the steel tie. The effective strut width and inclination angles are defined based on the geometry of the experimental model. Strains in the longitudinal reinforcement (ε_s) were measured with strain

gauges and used in calculations. Values in columns EC2-2004 and EC2-2023 are calculated for the strut's design strength as prescribed by these codes, with an acceptance partial safety factor of $\gamma_c = 1.0$. The overestimated load capacity of the struts for $V_{u,exp}$ is a consequence of the actual failure mode and the pronounced opening of the inclined crack, which does not correspond to the assumed STM or the crack pattern. The analysis results indicate significant differences in the methodologies for defining STM between the current and new Eurocode 2. EC2-2004 prescribes a limiting strut capacity that is solely a function of concrete strength, whereas under EC2-2023, the design capacity also incorporates the inclination angle between the strut element and the tie. It is also evident in the evaluation of the design concrete strength, where EC2-2023 introduces a new correction factor that is particularly significant for concrete classes higher than C40/50.

It is shown that EC2-2004 does not provide a reliable estimate of the strut design capacity, as it relies on the same strut capacity value across different models and shear capacities. Conversely, by adapting the model parameters, the new EC2-2023 enables more reliable predictions of the strut's ultimate capacity by applying an appropriate STM, including stress-field analysis.

Table 3: Comparison of actual strut forces for ultimate measured load $V_{u,exp}$, design forces by EC2–2004 and EC2–2023, and yielding force in tie

ST Model	t [mm]	b_c [mm]	Forces	$V_{u,exp}$ [kN]	EC2 – 2004 [kN]	EC2 – 2023 [kN]	f_{yd} [kN]
Simplified	150	100	F_1	437.1	385.6	272.6	384.4
	150	100	F_2	415.7	366.7	259.3	365.6
			T_2	415.7	366.7	259.3	365.6
			V	135.0	119.1	84.2	118.7
Refined	150	100	F_{31}	297.5	385.6	444.9	265.2
	150	100	F_{32}	267.7	347.0	400.4	238.6
	150	100	F_{333}	174.9	226.7	261.6	155.9
	150	100	F_{22}	410.1	531.5	613.4	365.6
			T_{22}	410.1	531.5	613.4	365.6
			T_{23}	265.1	343.6	396.5	236.3
			T_{233}	97.8	126.7	146.2	87.1
			V	135.0	175.0	201.9	120.3

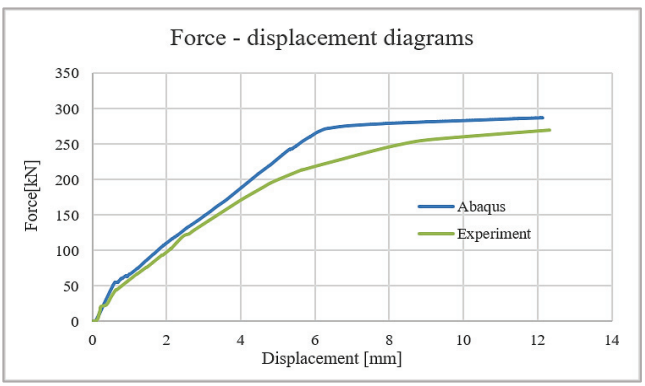
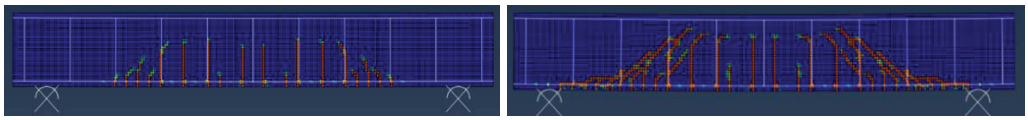


Figure 7: Experimental and numerical force–displacement curves

As shown in Figure 7, the numerical model reproduces the general trend of the experimental force-displacement response. A slightly higher stiffness and ultimate load are observed in the numerical results.

A rapid increase in diagonal tensile damage is observed over the same load range in which the experimental beam exhibited rapid propagation of diagonal shear cracks (Figure 8). With

increasing load, the failure mechanism shifts from flexural cracking to the rapid propagation of dominant diagonal shear cracks, which ultimately govern the beam response. This agreement indicates that the numerical model successfully captures not only the ultimate failure mode but also the evolution of cracking.



(a) (b)

Figure 8: Evolution of the tensile damage pattern (DAMAGET) in the numerical model at (a) 114 kN and (b) 250 kN, illustrating the initiation and propagation of diagonal shear cracking

The predicted ultimate load deviated by only 5.6% from the experimental result, indicating that the developed FE model provides a satisfactory prediction of the beam's load-carrying capacity (Table 4).

Table 4: Comparison of key experimental and numerical results

Parameter [kN]	Experiment	FEM	Difference [%]
Ultimate load, P_u	270	286	5.6
Initiation of diagonal shear cracking	160	168	4.7
Load at longitudinal reinforcement yielding	240	268	10

In the experimental test, the onset of diagonal shear cracking could not be associated with a single load level, as the diagonal cracks evolved progressively from the existing flexural cracks. Despite this, the numerical model predicted the initiation of diagonal shear cracking within the same loading interval observed experimentally.

Both the experimental observations and the numerical analysis indicate that the longitudinal reinforcement yielded only during the final stages of loading (Table 4). This suggests that the tensile reinforcement capacity was not fully utilized and confirms that the beam failure was governed by shear rather than flexure.

4. CONCLUSION

The following conclusions can be drawn from this study:

- The STM is always an option for discontinuity regions (D-regions), but defining an adequate model is a particularly demanding process that requires complex engineering knowledge and experience. Modern codes provide models that incorporate stress field analysis, establishing rules that explicitly address the assessment of existing structures as well as design purposes. The significant improvements introduced in EN 1992-1-1:2023 compared to EN 1992-1-1:2004 include an assessment of strut resistance.
- A satisfactory agreement between the experimental and numerical force-displacement curves was achieved, with comparable initial stiffness and overall response, confirming the ability of the developed finite element model to represent the global behavior of the tested beam accurately.
- The quantitative comparison between the experimental and numerical results demonstrated the accuracy of the developed finite element model. The ultimate load was predicted with a deviation of only 5.6%, confirming the reliability of the adopted modeling approach.
- The numerical model successfully reproduced the experimentally observed failure mechanism. Both the evolution of diagonal shear cracking and the late yielding of the longitudinal reinforcement were captured with good agreement, confirming the model's ability to simulate the shear response of the tested beam realistically.

REFERENCES

[1] Schlaich J, Schäfer K, Jennewein M. Towards a consistent design of structural concrete, Prestressed Concrete Institute Journal, 32 (3), 1987, 74–150. https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150

[2] Collins M.P, Bentz E.C, Sherwood E.G, et al. An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures. Morley Symposium on Concrete Plasticity and its Application. University of Cambridge, 2007. https://www.researchgate.net/publication/237411162.

[3] Reineck, K. H., & Todisco, L. (2014). Database of Shear Tests for Non-Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*, *111*(6)

[4]Todisco, L., Reineck, K. H., & Bayrak, O. (2015). Database with shear tests on non-slender reinforced concrete beams with vertical stirrups. *ACI Structural Journal*, *112*(6), 761.

[5] Liu J, Mihaylov B.I. A comparative study of models for shear strength of reinforced concrete deep beams, Engineering Structures, 112, 2016, 81–89, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.012

[6] EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN-CENELEC Management Centre: Brussels, 2004.

[7] Abbood I. S. Strut-and-tie model and its applications in reinforced concrete deep beams: A comprehensive review, Case Studies in Construction Materials, 2023, *19*, e02643. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02643

[8] Muttoni A, Fernández R.M, Niketic F. Design versus Assessment of Concrete Structures Using Stress Fields and Strut-and-Tie Models, Structural Journal, 2015, 112 (5), 605-616. https://doi.org/10.14359/51687710

[9] Fernández Ruiz M, Hoang L.C, Muttoni A. Stress Fields and Strut-and-Tie Models as a Basic Tool for Design and Verification in Second Generation of Eurocode 2, Hormigón y Acero 74(299-300), 2023, 79-90, https://doi.org/10.33586/hya.2022.3086

[10]EN 1992-1-1:2023, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures, CEN, 2023.

[11] Mitchell D, Collins M. P. Revision of Strut-and-Tie Provisions in the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Project No. NCHRP 20-07/Task 306, 2013, 80.

[12] Sinđić Grebović R. Uticaj visoke čvrstoće betona na smičuću nosivost armiranobetonskih greda, PhD Thesis, University of Montenegro, 2009, http://eteze.ucg.ac.me/

[13] Sinđić Grebović R. Parametarska analiza betona visoke čvrostoće, Master's Thesis, University of Belgrade, 1997.

[14] Dassault Systèmes. Abaqus: Getting started with Abaqus—Interactive edition. Dassault Systèmes Simulia Corp., 2017.

[15] Dassault Systèmes. Abaqus analysis user's manual (v6.6): Section 18.5.3 Concrete damaged plasticity, Dassault Systèmes Simulia Corp., 2017.

[16] Hafezolghorani M., Hejazi F., Vaghei R., Jaafar M.S.B., Karimzade K. Simplified damage plasticity model for concrete. Computers and Concrete, 20(2), 2017, 257–272. https://doi.org/10.2749/101686616x1081

[17] Bahij S., Adekunle S.K., Al-Osta M., Ahmad S., Al-Dulaijan S.U., Rahman M.K. Numerical investigation of the shear behavior of reinforced ultra-high-performance concrete beams. Structural Concrete, 19(1), 2018, 305–317. https://doi.org/10.1002/suco.201700062

[18] Dassault Systèmes. Abaqus Analysis User's Guide: Embedded Elements. Abaqus Documentation, Section 35.4.1. Embedded elements. Dassault Systèmes Simulia Corp., 2023.

ДГКС ASES | E-24
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026031I

Anđelija Ilić[1], Andrija Zorić[2], Radovan Cvetković[2], Marija Spasojević Šurdilović[2], Dragan Zlatkov[2]

SEISMIC ANALYSIS OF A TYPICAL FRAME OF A PREFABRICATED MULTI-STOREY CLT BUILDING

Summary: The increasing use of cross laminated timber (CLT) in modern construction is driven by its sustainability and favorable structural properties compared to concrete and steel. This paper investigates the seismic performance of a typical frame of a prefabricated four storey CLT building in a seismic region. The study assesses the dissipative behavior of structural connections and the overall seismic resistance of multi storey CLT systems. A Finite Element (FE) numerical analysis was conducted using experimental data on the nonlinear behavior of structural connections. CLT wall panels were modeled as elastic orthotropic surfaces, while floor slabs were represented as equivalent beams. Wall to foundation and wall to floor connections were modeled with nonlinear springs. Pushover analysis evaluated seismic response. Results indicate that four storey prefabricated CLT buildings can achieve satisfactory seismic performance under moderate seismic hazard.

Keywords: CLT buildings, earthquake engineering, pushover analysis, N2 method

SEIZMIČKA ANALIZA TIPSKOG RAMA CLT VIŠESPRATNICE MONTAŽNOG TIPA GRADNJE

Rezime: Sve šira primena unakrsno lepljenog lameliranog drveta (CLT – Cross Laminated Timber) u savremenom građevinarstvu posledica je njegove održivosti i povoljnih konstrukcijskih karakteristika u poređenju sa tradicionalnim građevinskim materijalima, kao što su beton i čelik. U ovom radu analizirane su seizmičke performanse tipičnog okvira prefabrikovane četvorospratne CLT zgrade smeštene u seizmički aktivnom području. Istraživanje je usmereno na procenu disipativnog ponašanja konstruktivnih spojeva i ukupne seizmičke otpornosti višespratnih CLT konstrukcija. Numerička analiza metodom konačnih elemenata sprovedena je korišćenjem eksperimentalnih podataka o nelinearnom ponašanju konstruktivnih spojeva. Zidni CLT paneli modelirani su kao elastične ortotropne površine, dok su međuspratne konstrukcije predstavljene ekvivalentnim grednim elementima. Veze zid–temelj i zid–međuspratna konstrukcija modelirane su pomoću nelinearnih opruga. Za procenu seizmičkog odgovora konstrukcije primenjena je pushover analiza. Dobijeni rezultati pokazuju da prefabrikovane četvorospratne CLT zgrade mogu ostvariti zadovoljavajuće seizmičke performanse pri umerenim nivoima seizmičke izloženosti.

Ključne reči: CLT zgrade, zemljotresno inženjerstvo, pushover analiza, N2 metoda

[1] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, andjelija.ilic@gaf.ni.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš

1. INTRODUCTION

The application of Cross-Laminated Timber (CLT) panels in low- and mid-rise multi-storey buildings has expanded considerably due to their suitability as an alternative to conventional structural systems, particularly in earthquake-prone regions [1]. As a renewable material, wood has the ability to store carbon dioxide during its lifespan, which gives wood-based products, such as CLT, superior environmental characteristics. In addition to environmental advantages, CLT structures possess a high stiffness-to-mass ratio, as well as bearing capacity comparable to reinforced concrete, which makes them suitable for application in seismically active areas [2], [3]. However, despite increasing popularity, the design and calculation of CLT structures, especially concerning seismic action, remain a challenge due to the lack of regulations in Europe. The application of traditional design methods developed for other types of structures is not the most adequate way to assess the actual seismic response and resistance of multi-storey CLT buildings. A significant limitation in the design of innovative building systems, especially prefabricated timber structures such as CLT, is the use of empirical design approaches originally developed for simple structural cases, which are not always suitable for these modern structural systems [2].

Prior testing established that the stiffness of CLT structures, and therefore their dynamic behavior, is mostly determined by how flexible (deformable) the panel connections are [4]. This deformability directly influences the fundamental period of oscillation of the structure (T1), which is the most important parameter for determining seismic forces within the equivalent static load method [4]. Beyond the connections, the structure's stiffness is also significantly influenced by the material's nonlinear behavior, the contribution of non-structural elements, and foundation interaction. These factors significantly complicate the calculation process for CLT structures [5]. Therefore, precise numerical analysis is crucial for understanding the behavior of multi-storey CLT buildings.

This paper provides fundamental information on the behavior of prefabricated multi-storey CLT buildings exposed to seismic action. The 2D model of the typical frame of a prefabricated four-storey CLT building was developed and analyzed using the RFEM 6 Finite Element software. CLT wall panels were modeled as orthotropic shell elements according to the material properties given in [5], while CLT floor slabs were replaced by equivalent beam elements. The inelastic response of the structural connections was simulated based on experimental results of cyclic shear resistance reported in the literature [4]. Two connection systems were implemented in the model to prevent wall uplift and shear: hold-downs (HD connections) and angle brackets (AB connections), as shown in Figure 1 [4]. The connection properties adopted in the model were based on the results reported in [4]. Furthermore, a nonlinear static ("pushover") analysis was performed to investigate the structural response beyond the elastic limit, while the seismic response of the observed typical frame was determined using the N2 method.

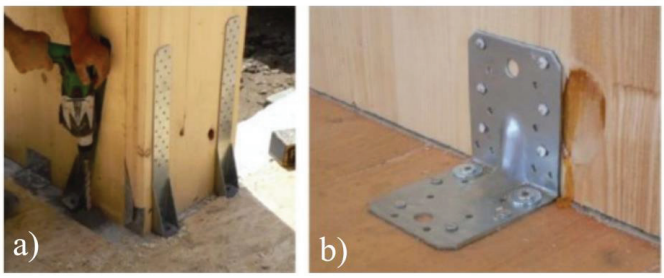


Figure 1: Connection systems used to prevent wall uplift and shear: a) angle-brackets, b) hold-downs [1]

2. ANALYSED STRUCTURE AND CASE STUDY

The case study corresponds to a prefabricated four-storey CLT building with a rectangular floor plan measuring 21.1 × 14.7 m, a total height of 14.8 m, and storey heights of 2.8 m and 3.0 m for the ground floor and upper floors, respectively [2]. The main load-bearing system consists of prefabricated CLT wall and floor panels. Both wall and floor elements are composed of five orthogonal timber layers with a total thickness of 120 mm. The configuration and thickness of the individual layers are presented in Figure 2. The structure was assumed to be founded on Type C soil in accordance with Eurocode 8 [3]. The structural response was subsequently evaluated by means of a nonlinear finite element model described in the following section.

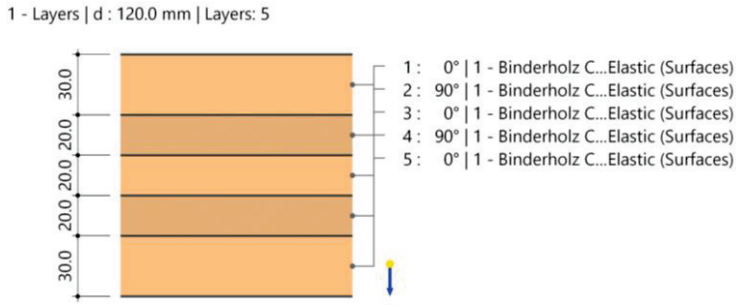


Figure 2: Configuration and thickness of CLT wall and floor panel layers

3. NUMERICAL MODEL AND ADOPTED ASSUMPTIONS

A two-dimensional finite element model representing the typical frame of the analysed building was developed in RFEM 6. CLT wall panels were modelled as orthotropic shell elements, whereas floor slabs were represented by equivalent beam elements with calibrated axial stiffness to reproduce the behaviour of the corresponding CLT floor slabs, as shown in Figure 3.

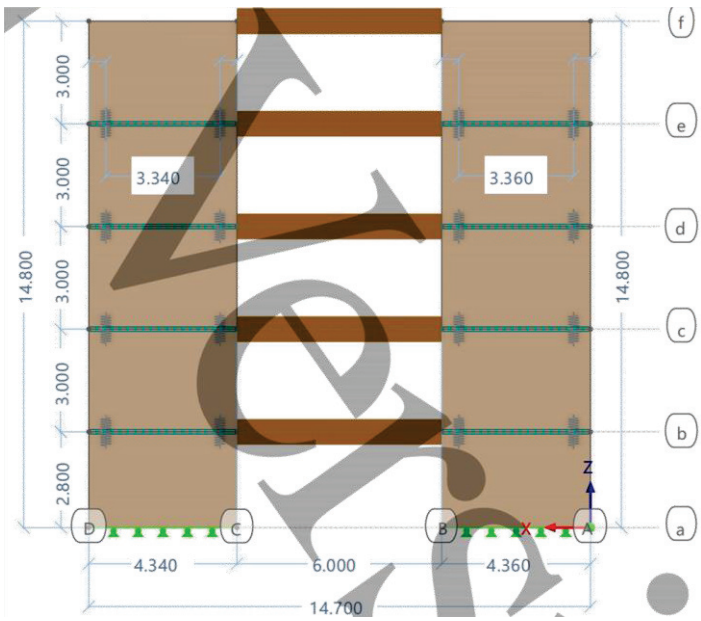


Figure 3: Two-dimensional finite element model developed in RFEM 6

The nonlinear behaviour of the numerical model was primarily governed by the mechanical response of the structural connections. Hold-down (HD) connections resisting uplift were represented by nonlinear spring elements positioned at the wall corners, whereas angle-bracket (AB) connections transferring shear forces were modelled using nonlinear boundary conditions along the wall interfaces, as shown in Figure 4. The constitutive relationships of both connection types were adopted from experimentally validated models reported in the literature, as shown in Figure 5 [4]. Following the methodology proposed by Yasumura and Follesa, nonlinear link elements of negligible length were used to directly incorporate the experimental load–displacement relationships into the numerical model [4].

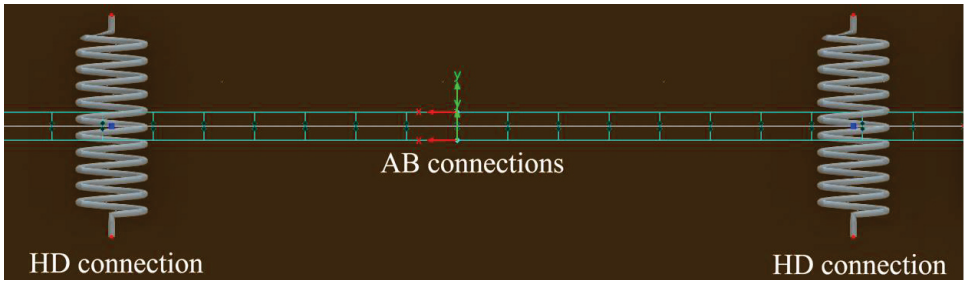


Figure 4: Connection elements of CLT wall panels for tensile force transfer - hold-downs (HD connections) and for shear force transfer - angle-brackets (AB connections)

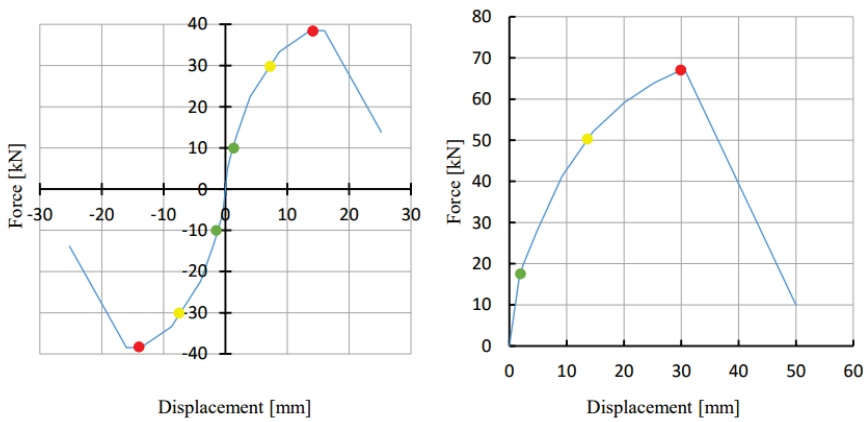


Figure 5: Constitutive relationships adopted for a) HD connections ; b) AB connections [1]

The foundation slab was not modelled explicitly. Instead, wall-to-foundation connections were represented by boundary conditions restraining horizontal and vertical displacements. The interaction between axial and shear forces in the connectors and friction effects were neglected. Vertical loads obtained from linear analysis were applied directly to the wall panels, while floor masses were concentrated at the storey centres of mass and rigid diaphragm behaviour was assumed. The model was subjected to gravity loading and seismic actions.

Six analysis configurations were defined by combining different levels of horizontal ground acceleration acting in the X direction ($a_{g,max}$) with two lateral load distribution patterns: modal (M) and uniform (U). The analysed loading configurations are summarized in Table 1.

Table 1: Analysis configurations for different values of horizontal ground acceleration and different load distribution patterns

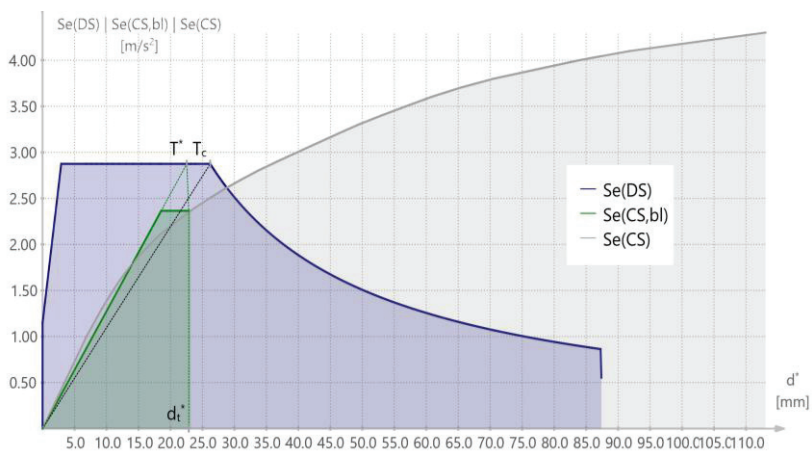
$a_{g,max}$	X direction	
0.1g	M0.1g	U0.1g
0.2g	M0.2g	U0.2g
0.4g	M0.4g	U0.4g

A modal analysis was first performed using the "Root of Characteristic Polynomial" sub-option in RFEM 6 to determine the fundamental and higher modes of oscillation of the structure. Subsequently, nonlinear static analysis, "pushover" analysis, were carried out for all six loading configurations. The developed numerical model, together with the adopted material properties and connection characteristics, was used to evaluate the seismic response of the typical frame of the four-storey CLT building.

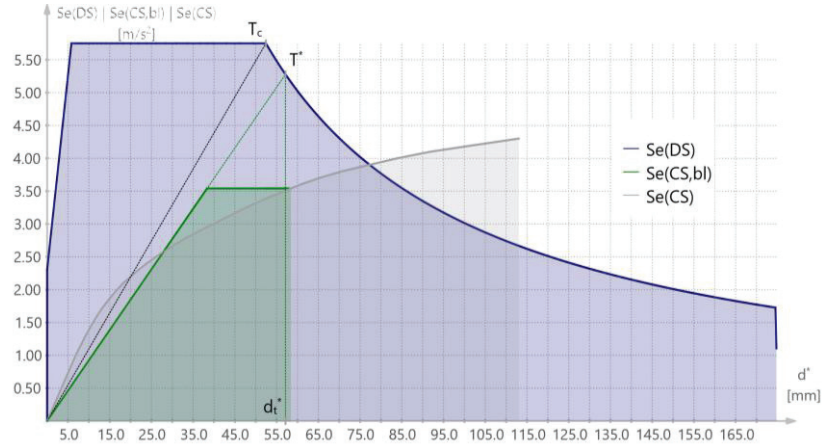
4. RESULTS

Nonlinear static (pushover) analyses were performed by monotonically increasing the horizontal displacements at the centres of mass of each floor in the X direction while considering gravity loads. Two lateral load distribution patterns were adopted: modal and uniform. The resulting capacity curves, describing the relationship between the base shear and the roof displacement, were subsequently transformed into equivalent acceleration–displacement (AD) capacity spectra using the N2 method [6]. The target displacement for each loading configuration was determined using the N2 method, while the seismic performance was evaluated at the performance point, defined as the intersection of the capacity and demand spectra. Figures 6 and 7 present the pushover curves obtained for all six analysis configurations. The capacity spectra were then bilinearized according to the equal-energy principle prescribed in Eurocode 8, as required by the N2 method [3], [6].

a)



b)



c)

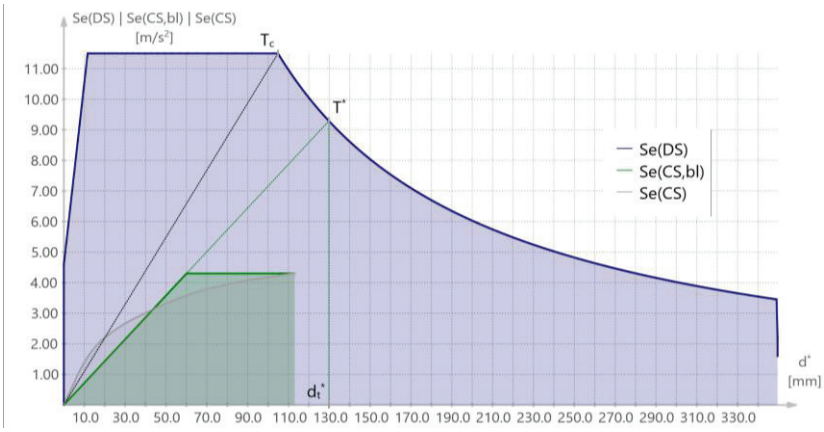
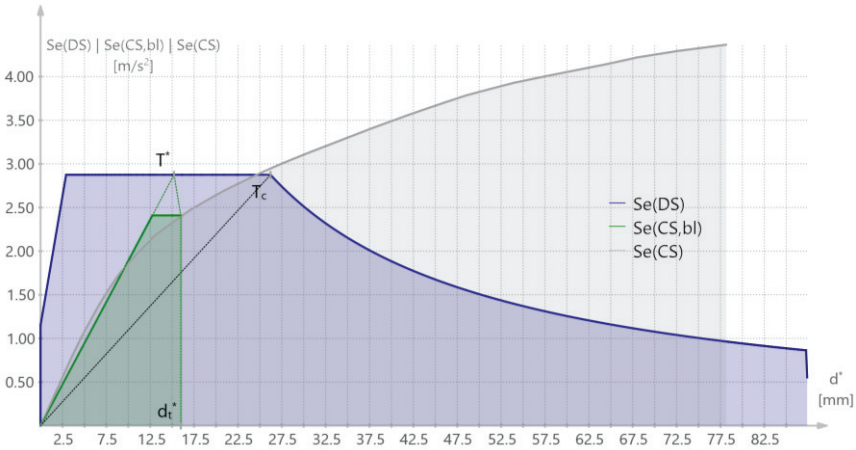


Figure 6: The results of the pushover analysis for the uniform lateral load distribution pattern under horizontal ground accelerations of a) 0.1g, b) 0.2g, c) 0.4g

a)



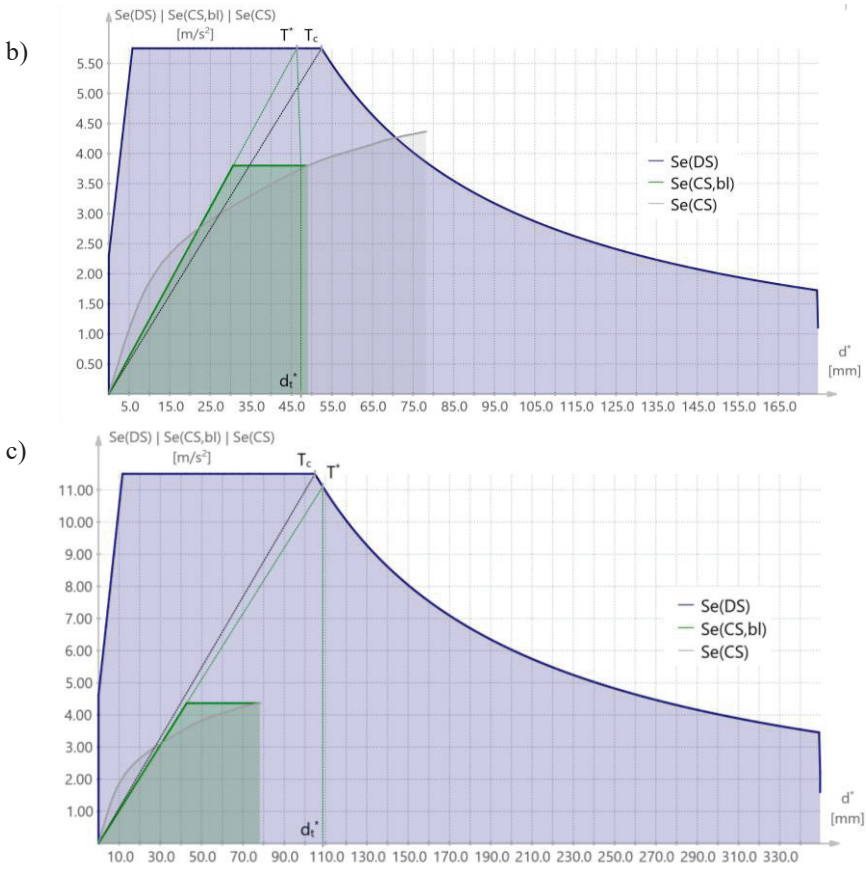


Figure 7: The results of the pushover analysis for the modal lateral load distribution pattern under horizontal ground accelerations of a) 0.1g, b) 0.2g, c) 0.4g

The obtained capacity curves indicate that the adopted lateral load distribution significantly affects the global nonlinear response of the structure. In all analysed cases, the uniform load distribution produced a larger area enclosed by the capacity curve than the modal distribution, indicating greater deformation capacity. The calculated performance point displacements are summarized in Table 2. As expected, the performance point roof displacement increased with increasing ground acceleration. At the maximum horizontal ground acceleration of 0.4g, structural collapse occurred, indicating that the analysed structure lacked sufficient capacity to withstand this level of seismic loading. Future improvements may include the use of mechanical fasteners with higher stiffness and load-bearing capacity. For all acceleration levels, the uniform load distribution resulted in larger performance point displacements than the modal distribution. The observed differences between the modal and uniform load distribution patterns can be explained by the different distribution of lateral forces over the building height. The uniform load pattern mobilizes a larger portion of the structural system simultaneously, resulting in greater global deformation capacity and larger performance point displacements. In contrast, the modal load pattern concentrates the seismic demand according to the fundamental vibration mode, leading to a stiffer global response. These observations are consistent with previous numerical studies on multi-storey CLT buildings reported in the literature [1], [4], [8].

Table 2: Performance point displacements for the six analysis configurations

$a_{g,max}$	X direction	
	M	U
0.1g	16.2 mm	23.2 mm
0.2g	47.4 mm	57.1 mm
0.4g	78.2 mm	113.1 mm

5. CONCLUSIONS

A nonlinear finite element model of a typical frame of a prefabricated four-storey Cross-Laminated Timber (CLT) building was developed to evaluate its seismic performance under different seismic intensity levels. The numerical model incorporated experimentally validated constitutive relationships for the structural connections and was analysed using nonlinear static (pushover) analysis in combination with the N2 method. Six analysis configurations were considered by combining three horizontal ground acceleration levels with two lateral load distribution patterns. The obtained results provide valuable insight into the influence of connection behaviour and loading pattern on the global seismic response of multi-storey CLT buildings.

The results led to the following conclusions:

- the nonlinear behaviour of the structural connections significantly influenced the global seismic response of the analysed CLT frame, confirming the importance of accurately representing connection behaviour in numerical models,
- the adopted lateral load distribution pattern affected the overall structural response. Both the modal and uniform load distributions should therefore be considered during the seismic assessment of CLT buildings, as each may govern different aspects of structural behaviour,
- the uniform lateral load distribution pattern resulted in larger performance point displacements under all analysed seismic intensity levels, indicating greater deformation capacity than the modal load distribution pattern,
- the numerical results for horizontal ground accelerations of 0.1g and 0.2g suggest that the prefabricated four-storey CLT structure is suitable for regions with moderate seismic action. At the maximum horizontal ground acceleration of 0.4g, structural collapse occurred, indicating that it is necessary to adopt mechanical fasteners with greater stiffness and load-bearing capacity to ensure structural stability and prevent collapse under severe seismic loading.

Future research should focus on improving the existing building regulations for CLT structures through additional experimental investigations of connection behaviour, validation of numerical models against experimental results, and the development of more advanced modelling approaches capable of representing the complex nonlinear response of CLT structures.

ACKNOWLEDGEMENT

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the Agreement on Financing the Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš - Registration number: 451-03-34/2026-03/200095 dated 05/02/2026.

SUSTAINABLE DEVELOPMENT GOALS

Sustainable Cities and Communities, Industry, innovation and infrastructure

REFERENCES

[1] Cenci G, Follesa M, Rinaldi V, Casagrande D, Fragiacomo M. Seismic design of a CLT multi-storey building in different ductility classes, World Conference on Timber Engineering-WCTE 2023, Oslo, 2023, 2227-2233.

[2] Ebenzer U, Aloisio A, Tomasi R. Assessment of the fundamental period of multi-storey cross laminated timber buildings, World Conference on Timber Engineering-WCTE 2023, Oslo, 2023, 2327-2334.

[3] European Standard [2004]: EN 1998-1: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN - European Committee for Standardization.

[4] Naumovski L. Nonlinear static analysis of a multi-storey cross laminated timber building, PhD Thesis, University of Ljubljana, 2022.

[5] Cenci G, Follesa M, Rinaldi V, Casagrande D, Fragiacomo M. Esempio di calcolo di un edificio a pannelli di compensato di tavole in zona sismica: Progettazione in bassa, media e alta duttilità, Progetto Triennale DPC-ReLUIS 2022-2024.

[6] Fajfar P. The story of the N2 Method, Curiculmn Vitae, University of Ljubljana, Slovenia, 2021.

[7] Follesa M, Vassalo M, Fragiacomo M, Ceccotti A. Seismic design of multi-storey cross laminated timber buildings according to Eurocode 8, Article in Ingegneria Sismica, 2023.

[8] Naumovski L, Gams M, Pazlar T, Azinovic B. Pushover analysis of a 12-storey cross-laminated timber building, Proceedings of the 2nd Croatian Conference on Earthquake Engineering - 2CroCEE, Zagreb, Croatia, 2023.

[9] Kurrent B, Brank B, Kei Ao W. Pavic A, Manthey M. On finite element modelling and model updating of multi-storey timber buildings, World Conference on Timber Engineering-WCTE 2023, Oslo, 2023, 2892-2896.

[10] Benedetti F, Valenzuela T, Jara-Cisterna A, Opazo-Vega A, Rosales V. Incremental dynamic analysis of a five storeys CLT building designed through force-based methods, World Conference on Timber Engineering-WCTE 2023, Oslo, 2023, 2342-2349.

ДГКС ASES | E-25
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026021S

Jovan Starčević[1], Marko Marinković[2]

SEISMIC ANALYSIS OF A DAMAGED RC TUNNEL FORM BUILDING IN TÜRKIYE

Summary: This paper analyses the seismic behaviour of a RC building with a tunnel structural system under seismic loading. This system is increasingly used in modern construction due to spatial rigidity and rapid construction; however, strong earthquakes, such as the one in Türkiye in 2023, have shown that even such buildings can sustain significant damage. An existing building designed according to the Turkish Earthquake Code TEC2007 was studied, with results compared to the newer TBSC2018 regulation and a response spectrum from a real earthquake record. Different structural models were considered depending on code and load combinations, including variations of the behaviour factor in TEC2007 and wall thickness. Analyses were performed using SAP2000. Particular attention was given to reinforcement of walls and coupling beams and to construction quality. Base isolation with lead-rubber bearings was also considered as a possible improvement.

Keywords: earthquake, RC tunnel form building, multimodal spectral analysis, coupling beams, base isolation

ANALIZA SEIZMIČKOG PONAŠANJA OŠTEĆENE ARMIRANOBETONSKE ZGRADE TUNELSKOG SISTEMA U TURSKOJ

Rezime: Rad analizira ponašanje armiranobetonske zgrade tunelskog sistema pri dejstvu seizmičkih opterećenja. Ovaj konstruktivni sistem sve je zastupljeniji u savremenoj gradnji zbog prostorne krutosti i brzine izvođenja, ali su snažni zemljotresi, poput onog u Turskoj 2023. godine, pokazali da i ovakvi objekti mogu pretrpeti značajna oštećenja. Analizirana je postojeća zgrada projektovana prema turskom propisu TEC2007, uz poređenje rezultata sa novijim propisom TBSC2018 i spektrom dobijenim iz realnog zapisa zemljotresa. Razmatrani su različiti modeli konstrukcije u zavisnosti od propisa i kombinacija opterećenja, sa promenom faktora ponašanja u modelu po TEC2007 i debljine zidova. Proračuni su sprovedeni u programu SAP2000. Posebna pažnja posvećena je armiranju zidova i veznih greda, kao i uticaju kvaliteta izvođenja. Kao mogućnost poboljšanja razmatrana je primena bazne izolacije sa elastomernim ležištima sa olovnim jezgrom.

Ključne reči: zemljotres, armiranobetonski tunelski sistem konstrukcije, multimodalna spektralna analiza, vezne grede, bazna izolacija

[1] STRABAG doo, jovanstarcevic99@gmail.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Türkiye is located on the Anatolian tectonic plate, which is bounded by the Eurasian, African, and Arabian plates. The interaction of these plates generates significant seismic activity, primarily along the North Anatolian Fault (NAF) and the East Anatolian Fault (EAF), making Türkiye one of the most seismically active regions worldwide.[1]

Throughout recent decades, destructive earthquakes, including the 1999 Izmit, 2011 Van and 2020 Izmir earthquakes, have demonstrated the importance of appropriate seismic design, construction quality, and reinforcement detailing. The most severe recent event occurred on 6 February 2023, when two major earthquakes with magnitudes Mw 7.8 and Mw 7.5 affected southern Türkiye and northwestern Syria along the East Anatolian Fault. The recorded ground motions exceeded design expectations in several locations, with peak ground acceleration values approaching 1.3g, resulting in extensive structural damage and more than 55,000 fatalities.

The observed failures were associated with both extreme seismic demand and structural deficiencies, including inadequate confinement reinforcement, insufficient lap splice lengths, poor reinforcement continuity, irregular configurations, and construction-related issues. These deficiencies significantly reduced the ductility and seismic performance of reinforced concrete buildings. The building investigated in this study suffered damage during the 2023 earthquake sequence and is analysed as a case study to identify the main factors influencing its observed structural response.

Tunnel form construction is widely used in seismic-prone regions, including Türkiye, due to its rapid construction process and favourable stiffness and strength characteristics. The system consists of monolithically cast reinforced concrete walls and slabs, where the lateral resistance is primarily provided by closely spaced shear walls. Despite its advantages, inadequate detailing and construction practices may significantly affect its seismic performance. Given these characteristics and its widespread application in Türkiye, the tunnel formwork system represents a highly relevant structural typology for seismic assessment studies.

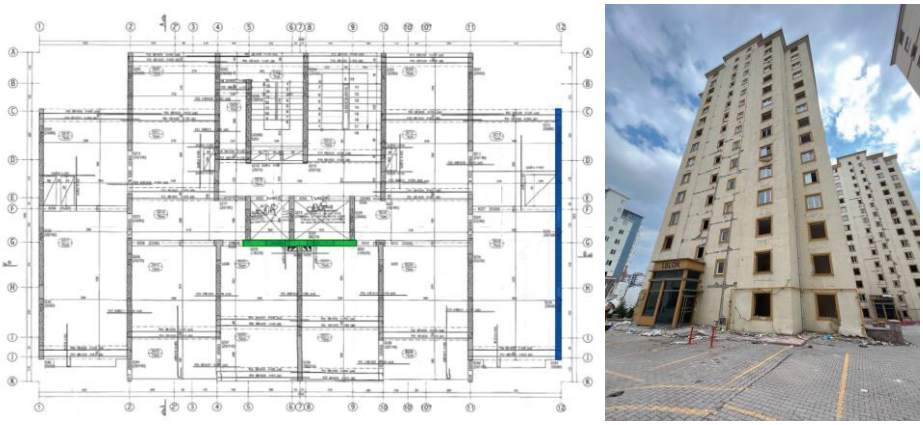
Accordingly, this paper focuses on a reinforced concrete building constructed using the tunnel form system that experienced significant damage during the 2023 Kahramanmaraş earthquake sequence. The study aims to investigate the observed damage mechanisms, relate them to the seismic demand and structural characteristics of the system, and evaluate the seismic performance of the building within the context of contemporary seismic design principles.

2. DESCRIPTION OF THE CASE STUDY BUILDING

The structure investigated in this paper is a tunnel form residential building located in Dulkadiroğlu Aslanbey, Türkiye. The study examines the seismic performance of the building, identifies the main structural deficiencies observed after the 2023 earthquake, and discusses potential measures to improve the seismic performance of similar tunnel form buildings.

The building has a predominantly regular and symmetric plan, except for the elevator core and stairwell. It consists of a basement, ground floor, 14 typical storeys, and a roof level (BS+G+14+R), with a total height of approximately 47 m and plan dimensions of 23.5 × 15.5 m. The building is supported by a reinforced concrete foundation grillage with tie beams, providing load transfer from the wall system to the supporting soil. The lateral load-resisting system comprises reinforced concrete shear walls connected by coupling beams. Walls are 20 cm thick in the Y-direction and 25 cm thick at the elevator core in the X-direction, while the floor slabs are 15 cm thick reinforced concrete elements. Concrete class C30/37 and reinforcement steel grade S420 were adopted throughout the structure. Reinforcement detailing follows typical tunnel form construction practice, with mesh reinforcement distributed along the height of the structure and additional reinforcement provided around openings.

Structural information and damage documentation were obtained through post-earthquake field investigations. The observed damage included concrete spalling, reinforcement buckling, diagonal cracking in coupling beams, and damage concentrated in the boundary regions of shear walls. These failures are attributed to inadequate reinforcement detailing, including insufficient concrete cover, inadequate lap splice lengths, limited reinforcement continuity, and insufficient boundary confinement, which reduced the ductility and seismic performance of the structure. The following figures show the collected documentation and photographs of the investigated building.



a), b)

c), d), e)

Figure 1: Case study building: a) typical floor plan; b) exterior view; c, d, e) representative earthquake induced damage [3]

3. NUMERICAL MODELS

3.1. STRUCTURAL MODELING

The case study building was modelled in SAP2000. Reinforced concrete shear walls, floor slabs, and coupling beams were discretised using shell finite elements. Material properties were defined according to concrete class C30/37, while a linear-elastic constitutive model was adopted for the purpose of modal and response spectrum analyses.

The structure was assumed to have a fixed-base condition. Floor diaphragms were considered rigid in their in-plane behaviour, ensuring an adequate transfer of lateral seismic forces to the vertical load-resisting elements. Wall openings were not explicitly modelled, given their limited influence on the global dynamic response of the structure.

The lateral load-resisting system is primarily composed of reinforced concrete shear walls interconnected by coupling beams, forming a box-type structural behaviour typical of tunnel formwork systems. The three-dimensional finite element model used for the analysis is presented in Figure 2.

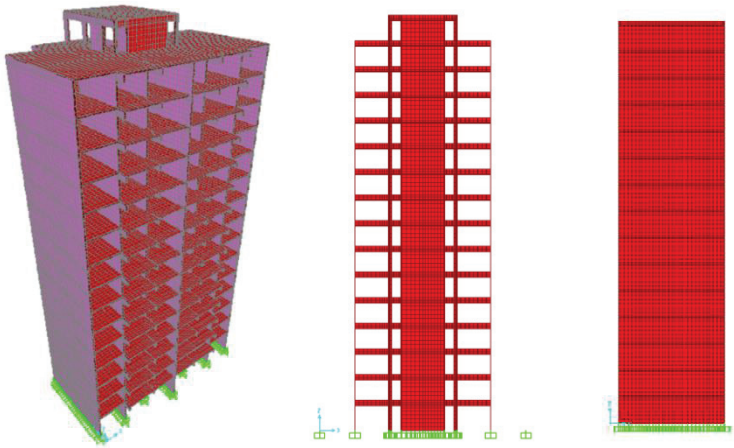


Figure 2: 3D software model of Tunnel form building in SAP

3.2. SEISMIC LOAD COMBINATIONS – TURKISH CODES

For the purposes of structural analysis and seismic response evaluation, Turkish seismic design codes were considered. Seismic load combinations defined in the Turkish Earthquake Code 2007 (TEC2007) and the Turkish Building Seismic Code 2018 (TBSC2018) were adopted. The building was designed in 2017 according to TEC2007, where reinforced concrete wall systems are classified as normal ductility system with R=4. An additional analysis with R=6 was performed for comparison with other seismic code models.

According to TEC2007, the seismic load combination is 1.0G + 0.3Q+ E, while TBSC2018 define three combinations: 1.0G + 0.3Q + E, 0.9G + E and 1.0G + 1.0Q + E, where G represents permanent loads, Q variable (live) loads, and E the seismic action. [4,5]

Seismic action is considered in two orthogonal directions (Ex and Ey). Directional combinations follow the 100%–30% rule, leading to ±Ex ± 0.3Ey for the X-direction and ±0.3Ex ± Ey for the Y-direction, with both positive and negative signs considered, resulting in eight load cases. Response spectrum analysis is performed using code-based spectra. In addition, a spectrum derived from recorded ground motion (station TK4621) is also considered, using the same combination rules as TBSC2018. Envelope functions are applied to obtain governing response values. A gravity load combination of 1.35G + 1.0Q is also included. The mass source definition includes permanent and variable loads, consistent with the dynamic analysis requirements.

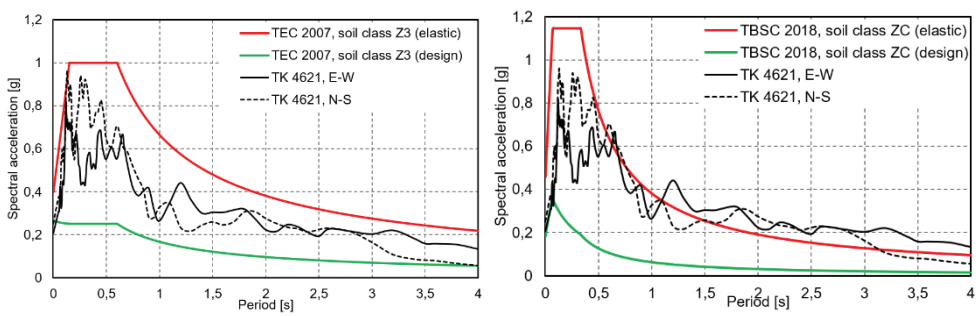


Figure 3: a) Horizontal elastic response spectrum; b) Horizontal design response spectrum

4. NUMERICAL ANALYSIS

4.1. MODAL ANALYSIS RESULTS

Modal analysis was performed considering the first 25 vibration modes, ensuring that the cumulative effective modal mass exceeds 90% of the total structural mass, in accordance with Eurocode 8 requirements. The seismic mass was defined considering the permanent loads and the appropriate contribution of variable loads according to seismic design provisions. The first mode is dominated by global translation in the X-direction, while the second mode corresponds to translation in the Y-direction. The third mode exhibits a torsional response, indicating the coupled translational-torsional behaviour of the shear wall system. The first three mode shapes are presented in Figure 3.

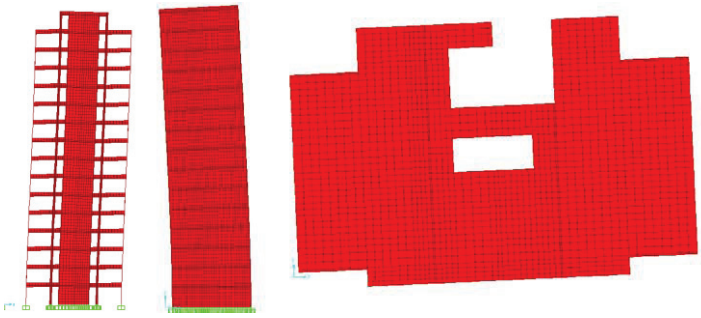


Figure 4: First Three Modes Shapes

4.2. MULTIMODAL SPECTRAL ANALYSIS

For the response spectrum analysis, the structure was subjected to its self-weight, an additional permanent load of 2.5 kN/m², and a live load of 3.0 kN/m², applied as uniformly distributed loads on all floor slabs. Soil type Z3 and an importance factor of 1.0 were adopted. According to the Turkish seismic codes, the behaviour factor is equal to 4 in TEC2007 and 6 in TBSC2018 for wall-dominated structural systems. To enable a consistent comparison between the considered models, all analyses were performed using a behaviour factor of 6, while an additional model based on TEC2007 with a behaviour factor of 4 was analysed separately.

Response spectrum analyses were performed using the spectra prescribed by TEC2007 and TBSC2018, as well as a spectrum derived from the recorded accelerogram of the 2023 earthquake. Elastic response spectra were used to evaluate interstory drifts, whereas design spectra were adopted for structural design. A damping ratio of 5% was assumed, and load combinations were defined in accordance with the Turkish seismic code. The resulting internal forces and stress distributions obtained from SAP2000 were used for the subsequent evaluation of the structural response.

The comparison of the obtained results indicates that the highest internal forces in the critical shear walls are obtained using the response spectrum defined by TEC2007. In contrast, the results obtained using TBSC2018 and the response spectrum derived from the recorded 2023 earthquake ground motion are generally comparable, with only minor differences observed.

The governing results from all considered seismic load combinations were used for the subsequent reinforcement design of the critical shear walls.

4.3. DESIGN OF CRITICAL SHEAR WALLS ACCORDING TO EUROCODE 8

Based on the analysis of internal forces, the critical shear walls in the X and Y directions were selected for design according to Eurocode 8 and Eurocode 2. The wall located along Grid G was

identified as the governing wall in the X-direction, while the façade wall along Grid 12 exhibited the highest seismic demand in the Y-direction for all analysed models, as shown in Figure 1(a).

The selected walls were designed for combined axial load, bending moment, and shear. Flexural design was performed using interaction diagrams in accordance with Eurocode 2, while the shear design followed the provisions of Eurocode 8. [6,7]

4.3.1. Comparison of designed and existing reinforcement

According to the original design documentation, the shear walls were reinforced using welded wire meshes with additional reinforcement in the boundary regions. The results indicate that the reinforcement detailing was inadequate, contributing to the observed structural damage. The comparison with the calculated requirements shows that the reinforcement specified in the original design is generally lower, particularly in the boundary confinement regions of critical walls. In addition, insufficient lap splice lengths and discontinuity of vertical reinforcement between storeys were identified as significant deficiencies, reducing the expected ductility of the system and being consistent with the damage patterns observed after the earthquake. The analytical results also indicate significantly higher requirements for boundary confinement zones compared to those provided in the original design. The analytically obtained reinforcement was designed according to Eurocode 8 provisions for seismic walls. Optimization of shear reinforcement (stirrups and U-bars) was performed along the height of the structure, considering the variation of shear demand between storeys, which generally reduced the total reinforcement demand compared to the original design. In contrast, the original design employed horizontal reinforcement without optimization along the building height. Vertical reinforcement in the analytical model was designed as continuous bars extending over two storeys with adequate anchorage lengths. Overall, the differences between the calculated and original design reinforcement, particularly in boundary confinement, lap splice detailing, and reinforcement continuity, influenced the observed damage. Table 1 which presents the calculated reinforcement (both horizontal and vertical) indicates that the actual reinforcement is generally lower than the reinforcement required by the TEC2007model with R=4, which corresponds to the code applicable at the time of original design. In contrast, the reinforcement demands obtained from TEC2007 with R=6, TBSC2018 and the recorded earthquake spectrum are relatively similar.

Table 1: Story-wise reinforcement – X and Y direction wall

Floor	Total reinforcement per floor- wall in X directions - axis G[kg]				
	Actual	2007(R=4)	2007(R=6)	2018(G+Q+E)	TK4621(G+Q+E)
GF	1511,3	1678,1	1064,3	817	817
1st	1259,4	1434,1	795,6	508,1	600,9
2nd	1269,6	1087,3	795,6	508,1	600,9
3rd	1171,2	1087,3	620,4	508,1	508,1
4th	1153,2	1087,3	620,4	418,2	508,1
5th	1101,6	808,5	620,4	418,2	508,1
6th	1055,0	808,5	526,0	372	508,1
7th	991,4	751,3	526,0	372	418,2
8th	991,4	629,8	463,0	372	418,2
9th	991,4	548,8	463,0	372	372
10th	991,4	548,8	463,0	314,3	372
11th	991,4	463,0	388,7	314,3	314,3
12th	991,4	463,0	329,6	279,7	279,7
13th	991,4	329,6	270,5	256,6	256,6
14th	991,4	270,5	270,5	256,6	256,6
RF	991,4	246,8	246,8	233,5	233,5

Floor	Total reinforcemenet per floor- wall in Y directions - axis 12[kg]				
	Actual	2007(R=4)	2007(R=6)	2018(G+Q+E)	TK4621(G+Q+E)
GF	1024,0	1387,4	1006,5	908,6	908,6
1st	777,7	1387,4	698,8	566,3	505,7
2nd	752,6	959,4	565,5	505,7	505,7
3rd	804,0	959,4	565,5	505,7	505,7
4th	740,9	719,8	503,8	505,7	505,7
5th	740,9	719,8	503,8	505,7	505,7
6th	763,6	719,8	503,8	505,7	505,7
7th	746,0	670,4	503,8	505,7	505,7
8th	746,0	608,6	503,8	505,7	505,7
9th	746,0	608,6	503,8	505,7	505,7
10th	746,0	503,8	503,8	505,7	505,7
11th	746,0	503,8	503,8	505,7	505,7
12th	746,0	503,8	503,8	505,7	505,7
13th	746,0	503,8	503,8	505,7	505,7
14th	746,0	503,8	503,8	505,7	505,7

4.3.2. Effect of increased wall thickness on structural response

To better understand the structural behaviour, additional models with increased wall thickness (30 cm in the X-direction and 25 cm in the Y-direction) were developed for all load combinations and seismic codes. These models were introduced to investigate the influence of increased

stiffness on the global structural response and the potential reduction in required reinforcement in critical regions. The analysis was performed at the ground floor level, where the most pronounced effects of stiffness modification were observed. Increasing the wall thickness reduced the natural vibration periods by approximately 5–10%, indicating higher global stiffness. Although the thicker walls attracted higher internal forces, the original models developed only 80–95% of these forces. At the same time, the boundary confinement zones were reduced by up to 20%, resulting in a lower reinforcement demand in the critical wall regions.

4.4. COUPLING BEAMS

4.4.1. General aspects

Coupling beams are structural elements that connect adjacent shear wall segments interrupted by openings for doors, windows, or vertical circulation. They ensure continuity of the wall system and significantly influence the global seismic response of coupled shear walls.

In seismic design, coupling beams contribute to stiffness, strength, and energy dissipation. Due to high shear demands and cyclic loading, they are often critical elements in the inelastic response of the structure. Their behaviour is characterized by moment reversals and significant shear demand, especially under higher mode effects.

Depending on design approach, coupling beams may be detailed with conventional longitudinal reinforcement or with diagonal reinforcement. Diagonal detailing is generally adopted when shear demands are high, as it provides improved ductility and energy dissipation capacity.

4.4.2. Design and comparison of governing coupling beams

The seismic demand was obtained from the Turkish seismic codes (TEC2007 and TBSC2018), while the reinforcement design of both shear walls and coupling beams was performed according to Eurocode 8 provisions. Envelope results from all considered seismic load combinations were used for design.

According to Eurocode 8, conventional detailing may be applied if at least one of the following conditions is satisfied: [7,8]

a) $V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot h$ (1)

b) $\frac{l}{h} \geq 3$ (2)

Where is:

f_{ctd} – the design tensile strength of concrete for steel grade S420 is 1.61 MPa
h – the height of the beam
l – the length of the beam

Otherwise, diagonal reinforcement is required. In this paper, coupling beams are located along axis G in the X-direction and along axes 2 and 11 in the Y-direction. The X -direction beam is designed with diagonal reinforcement due to highest shear demands, while the Y-direction beam is detailed as conventional beams. The reinforcement design results obtained for the governing seismic load combinations of TEC2007, TBSC2018, and the recorded ground motion indicate a significantly higher reinforcement demand compared to the original design. In the available documentation, coupling beams were detailed using mesh reinforcement similar to shear walls, with only minor local strengthening around openings.

Although a direct quantitative comparison of reinforcement was not possible due to limited as-built data, the observed damage pattern indicates inadequate shear capacity and insufficient detailing in the existing beams. Beams designed according to Eurocode 8 show cases where shear demand exceeds the limits for conventional detailing, confirming that diagonal reinforcement would be required in several elements.

Diagonal reinforcement, while highly efficient in terms of ductility and energy dissipation, is still rarely adopted in practice in many regions, including Serbia, despite being incorporated in several international seismic design proviosions.

The observed diagonal cracking pattern is characteristic of shear failure under seismic loading, confirming insufficient reinforcement capacity and inadequate detailing in coupling beams.

5. APPLICATION OF BASE ISOLATION SYSTEM

Base isolation is one of the most effective modern seismic protection techniques, aiming to reduce the transfer of seismic energy from the ground to the superstructure. In buildings with basement levels, the isolation plane is located at the top of the basement, i.e. between the substructure and the superstructure. At this level, elastomeric bearings are installed, allowing controlled horizontal displacements while maintaining sufficient vertical load-bearing capacity. By decoupling the superstructure from the ground motion, the fundamental period of the structure is increased, resulting in a reduction of seismic forces and damage demands on structural elements. Several isolation systems can be applied, including elastomeric bearings, sliding bearings, and hybrid systems. In this study, lead rubber bearings (LRBs) were adopted due to their favourable balance between stiffness, energy dissipation, and self-centring capability. The analysed isolation system consists of MLRB-type bearings from the MAURER catalogue. The design of the bearings was based on the total structural mass, vertical load distribution, and the adopted number of bearings, ensuring adequate support of the primary shear walls. Since the TEC2007 model produced the highest vertical demands, it governed the bearing selection. Based on a total structural mass of 4250 t and 39 bearings, the average vertical reaction per bearing was calculated as 2135 kN. Additional criteria included a target displacement of 0.217 m and an effective horizontal stiffness of 1088 kN/m. According to these requirements, the MLRB-S-03-300 bearing (soft type) was selected, providing an optimal balance between seismic force reduction and displacement control.

The isolation devices were positioned at the interface between the basement and superstructure, beneath the primary shear walls, ensuring adequate transfer of vertical loads. Since the foundation system was not explicitly modelled, the isolation system was represented in SAP2000 using nonlinear spring (link) elements at the ground floor level. Horizontal stiffness values were assigned to degrees of freedom u1 and u2, while vertical stiffness was assigned to u3 according to the properties of the selected bearing and design calculations.

The application of base isolation in tunnel form buildings requires additional consideration due to the presence of continuous vertical reinforcement within the shear walls. Unlike conventional frame structures, where isolation devices can be more easily introduced between structural levels, tunnel form systems require modification of the wall force-transfer mechanism and appropriate detailing of transition and anchorage regions above the isolation interface. These details are necessary to ensure reliable transfer of vertical and horizontal forces while maintaining the required reinforcement continuity. Although this increases construction complexity and requires careful planning of the isolation level, base isolation remains a practical strengthening solution for stiff wall-dominated systems, as it reduces seismic demands and enables the superstructure to remain primarily within the elastic range during strong earthquakes.

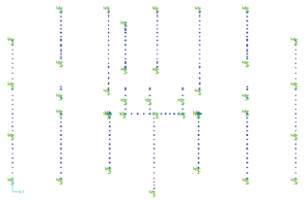


Figure 5: Location of base isolation bearings in the SAP2000 model

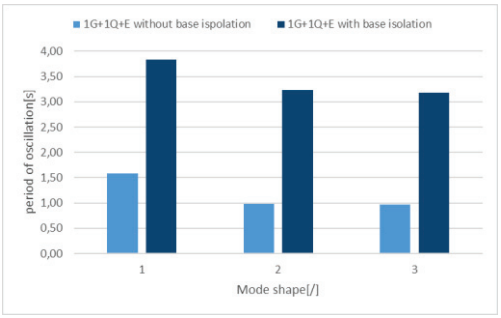


Figure 6: Comparison of the first three mode shapes for models with the load combination 1.0G+1.0Q+E, with and without base isolation

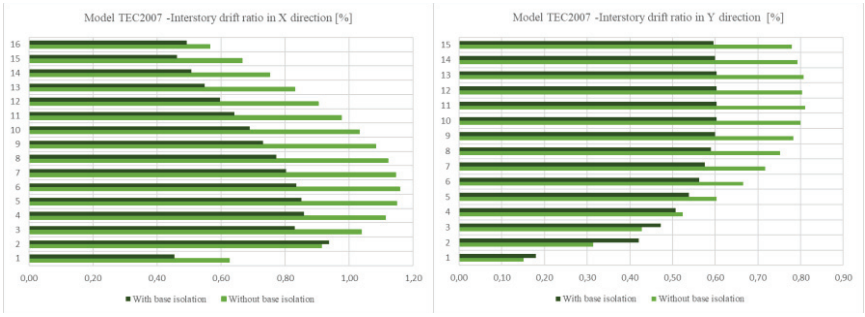


Figure 7: Comparison of interstory drift for wall in X and Y directions for model TEC2007 without and with base isolation

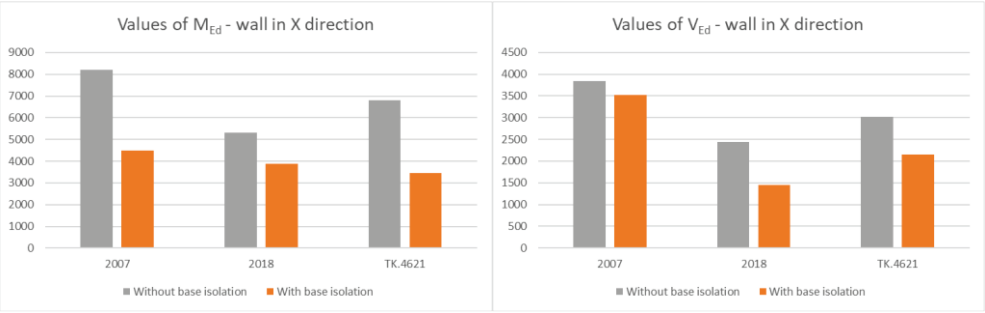


Figure 8: Comparison of M_{Ed} and V_{Ed} for the wall in the X direction without and with base isolation

Figure 9: Comparison of M_{Ed} and V_{Ed} for the wall in the Y direction without and with base isolation

6. CONCLUSION

Tunnel-form reinforced concrete buildings represent a widely used structural system in seismic regions due to their high in-plane stiffness, regularity, and construction efficiency. However, recent seismic events, including the 2023 Türkiye earthquake, have demonstrated that even such systems may experience severe damage when design assumptions and construction quality are not adequately satisfied. The investigated building from this study represents one such case.

The structure was originally designed according to the 2007 Turkish seismic code and was additionally assessed using the 2018 Turkish Earthquake Code and the recorded ground motion from the 2023 event. Comparative analyses indicated that the original design assumptions, particularly regarding reinforcement detailing and ductility level, led to a generally lower required reinforcement ratio compared to the as-built condition. Significant discrepancies were observed in boundary zones and confinement regions, where insufficient detailing, inadequate anchorage, and lack of reinforcement continuity were identified as critical deficiencies contributing to the observed damage.

A recalibration of the model using a reduced behaviour factor (R = 4) for the 2007 code resulted in increased reinforcement demand in critical regions, confirming that the original design underestimated local demand, particularly at the base of the structure where seismic effects are most pronounced.

Parametric improvements, including an increase in wall thickness by 5 cm, demonstrated improved force distribution and a more uniform structural response, leading to reduced reinforcement demand and improved consistency of internal force transfer.

In addition, a base isolation system using soft lead rubber bearings was introduced as a seismic mitigation strategy. The results showed a significant reduction in internal forces and a more favourable distribution of interstory drifts, confirming the efficiency of isolation in reducing seismic demand and improving overall structural performance.

Overall, while the investigated tunnel-form system is conceptually efficient and well-suited for seismic regions, its real performance is highly dependent on construction quality and detailing practices. Improvements in boundary zone reinforcement, continuity of vertical reinforcement, rational wall strengthening, and the application of base isolation can significantly enhance the seismic safety and resilience of such structures.

REFERENCES

[1] Paul Somerville and Jacob Evans: Cause and surface faulting of the Türkiye earthquakes of February 6.2023.

[2] Abdullah Altindal & Aysegul Askan: Traditional seismic hazard analyses underestimate hazard levels when compared to observations from the 2023 Kahramanmaras earthquakes

[3] SAEE – Serbian Association for Earthquake Engineering

[4] TEC 2007: Turkish Earthquake Code 2007

[5] TBSC 2018: Turkish Building Seismic Code 2018

[6] EN 1992-1-1: Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. The European Committee for Standardization (CEN): Bruxelles, Belgium, 2015

[7] EN 1998-1: Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. The European Committee for Standardization (CEN): Bruxelles, Belgium, 2004.

[8] Srđan Janković: "Seismic calculation of reinforced concrete buildings in accordance with Eurocodes (with solved examples)

ДГКС ASES | E-26
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026064M

Marko Marinković[1], Zoran Stojadinović[2], Miloš Kovačević[2], Mladen Nikolić[3], Dejan Marinković[2], Đorđe Nedeljković[2], Zoran Pucanović[2], Filip Đorđević[2], Marija Ivanović[2], Nevena Simić[2]

DEVELOPMENT OF FRAMEWORK FOR ASSESSMENT OF LOSSES AFTER EARTHQUAKE AS A FUNCTION OF QUICK RECOVERY – RELAR PROJECT

Summary: The paper presents the RELAR project, with the aim of improving the assessment of losses and the recovery process after an earthquake. The project is based on the application of machine learning methods and image recognition techniques to speed up the damage assessment process and increase the accuracy of remediation cost estimates. The limitations of traditional approaches are pointed out, which are often time-consuming and prone to errors due to the lack of data and their rigidity. RELAR introduces innovative solutions that enable fast and reliable assessments, independent of the availability of ground acceleration records. The ultimate goal of the project is the development of algorithms, models and guidelines for risk reduction and faster recovery.

Keywords: seismic risk, damage assessment, repair costs, recovery

RAZVOJ OKVIRA ZA PROCENU GUBITAKA NAKON ZEMLJOTRESA U FUNKCIJI BRŽEG OPORAVKA – PROJEKAT RELAR

Rezime: U radu je prikazan projekat RELAR, sa ciljem unapređenja procene gubitaka i procesa oporavka nakon zemljotresa. Projekat se zasniva na primeni metoda mašinskog učenja i tehnika prepoznavanja slika radi ubrzanja postupka procene oštećenja i povećanja tačnosti procene troškova sanacije. Ukazuje se na ograničenja tradicionalnih pristupa, koji su često vremenski zahtevni i skloni greškama usled nedostatka podataka i njihove rigidnosti. RELAR uvodi rešenja koja omogućavaju brze i pouzdane procene, nezavisno od dostupnosti zapisa o ubrzanju tla. Krajnji cilj projekta je razvoj algoritama, modela i smernica za smanjenje rizika i brži oporavak.

Ključne reči: seizmički rizik, procena štete, troškovi popravke, oporavak

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, mmarinkovic@grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia
[3] University of Belgrade, Faculty of Mathematics, Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

After a damaging earthquake, the first engineering question is usually simple to state and difficult to answer: where is the damage, how serious is it, and what should be done next? In a large urban area, conventional building-by-building inspection remains indispensable, but it is also slow, demanding and difficult to scale. The shortage of qualified inspectors is most pronounced precisely when decisions have to be made quickly, under repeated aftershocks and incomplete information.

The RELAR project develops a framework in which field observations, image analysis, repair-cost estimation and recovery planning are treated as parts of one decision chain. The intention is not to replace the engineer. It is to reduce the amount of repetitive screening work, organise the incoming evidence and provide a transparent basis for prioritising detailed inspections. This distinction is important. A model may identify a suspicious image region, but the final decision on structural safety still requires engineering judgement and, where necessary, an on-site investigation.

Rapid post-earthquake building assessment serves as a critical first line of defense in emergency management, focusing primarily on immediate life-safety and emergency occupancy decisions. The fundamental objective of this early phase is to provide real-time support for emergency response, enforce access control in affected zones, and establish clear priorities for follow-up actions. It is intentionally not designed to define the exact technical scope or execution strategies of subsequent repair works. This initial safety evaluation relies heavily on visual inspections and standardized, qualitative classification protocols. A prominent operational baseline is ATC-20 (Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings), which outlines frameworks for rapid and detailed engineering inspections to assign structures into distinct safety categories: safe, restricted use, or unsafe [1]. These procedures are explicitly optimized for large-scale, rapid deployment under stressful emergency conditions, where conservative, safety-first judgments systematically take precedence over detailed damage quantification.

In a similar vein, related screening approaches like FEMA P-154 (Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards) introduce structured checklists and score-based systems to identify buildings with latent seismic vulnerabilities based on readily observable structural features. Although originally designed for pre-disaster screening, these rapid visual screening (RVS) concepts are frequently adapted for post-earthquake environments due to their logistical speed and procedural simplicity. In recent years, academic research has increasingly focused on leveraging computer-vision algorithms and machine-learning tools to augment these rapid safety assessments. For instance, image-based classifiers are actively investigated for the automated assignment of damage states (DS) to streamline high-level emergency decision-making. However, these data-driven methodologies remain closely aligned with the objectives of safety tagging and broad damage recognition, rather than practical repair definition. Consequently, rapid safety assessment represents a vital but inherently restricted decision layer; it successfully determines immediate building accessibility, while complex questions regarding exact remediation methods, resource allocation, and reconstruction scheduling are deferred to subsequent assessment layers operating at much finer temporal and informational scales.

In contrast, probabilistic loss estimation frameworks and portfolio-scale analyses address an entirely different decision-making domain. Their primary goal is to quantify the aggregated economic consequences of seismic damage across individual structures, commercial portfolios, or entire urban regions, thereby guiding long-term strategic planning, risk financing, and public policy. Well-established methodologies rooted in Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE), such as the FEMA P-58 framework and its accompanying Performance Assessment Calculation Tool (PACT), formalize this analytical layer [2, 3]. They combine probabilistic seismic demand models, component-level fragility curves, and consequence functions to estimate

expected repair costs, structural downtime, and secondary financial losses [2]. Within this framework, uncertainties across ground motion characteristics, structural responses, and physical damage states are explicitly propagated to yield probabilistic metrics like loss-exceedance curves [2].

At the portfolio scale, these models rely heavily on data abstraction and aggregation to remain scalable [3, 4]. While highly effective for regional screenings and policy-level prioritization, recent developments also explore post-event cost estimation frameworks that incorporate multiple influencing factors to improve repair cost prediction [5]. However, this abstraction inevitably masks critical spatial variations at the building level. Recent probabilistic and data-driven approaches have demonstrated that repair cost can be predicted with reasonable accuracy at the damage-state level using cost matrices [6]. In parallel, advances in satellite imagery [7], LiDAR [8], and machine-learning-based classification [9] have enabled rapid, large-scale estimation of damage severity. Yet, categorical damage states fail to capture the actual spatial distribution of damage within a single structure, and classification is routinely governed by the single most severe defect observed, even if confined to an isolated area. Consequently, a building classified into a severe damage state due to localized failures might require less total repair volume than a building experiencing widespread, low-level damage. This fundamental distinction is lost within a single severity label, demonstrating that regional-scale loss models cannot seamlessly translate into executable, site-specific construction instructions where decisions depend entirely on the precise layout, volume, and practical constructability of repairs. This limitation was also observed in prior work on damage-state-based repair-cost prediction, where accurate aggregate estimates were achieved despite substantial variability arising from damage extent [6].

Extensions of PBEE have incorporated post-earthquake functional recovery and resilience, linking damage states to downtime and restoration processes [10, 11]. These approaches enhance understanding of how individual buildings contribute to broader recovery, but they remain grounded in probabilistic performance metrics rather than executable repair definitions.

This paper focuses on the connection between two components of the framework: image-based damage recognition and observation-based quantification of repair works. The first component locates visible damage in photographs. The second translates measurable damage attributes into repair methods, quantities and costs. Their integration avoids a common discontinuity in loss models, where a building is first assigned to a broad damage state and then linked to an average repair ratio that may have little connection with the actual observed defects.

2. RELAR ASSESSMENT CONCEPT

The proposed workflow starts with photographs collected during a rapid field survey. Each image should be traceable to a building, storey, room and wall or structural element. The photograph is divided into overlapping patches, which are classified as damaged or undamaged. Because the position of every patch within the original image is known, the output is not only a class label but also an approximate spatial distribution of visible damage.

The classified regions are then combined with information on the affected component and the geometry of the defect. Engineering rules select an appropriate repair method and calculate a component-level bill of quantities. Local prices for labour, materials and equipment are subsequently applied to obtain repair costs. Building-level results can be aggregated to a portfolio and used as input for recovery planning. Figure 1 shows RELAR concept.

The procedure is deliberately modular. The damage classifier may be improved or replaced without changing the repair logic, while local prices can be updated without retraining the image model. This separation also makes it easier to identify uncertainty. Errors originating from poor image quality, classification, geometric scaling and engineering assumptions can be examined separately rather than hidden within a single loss ratio.

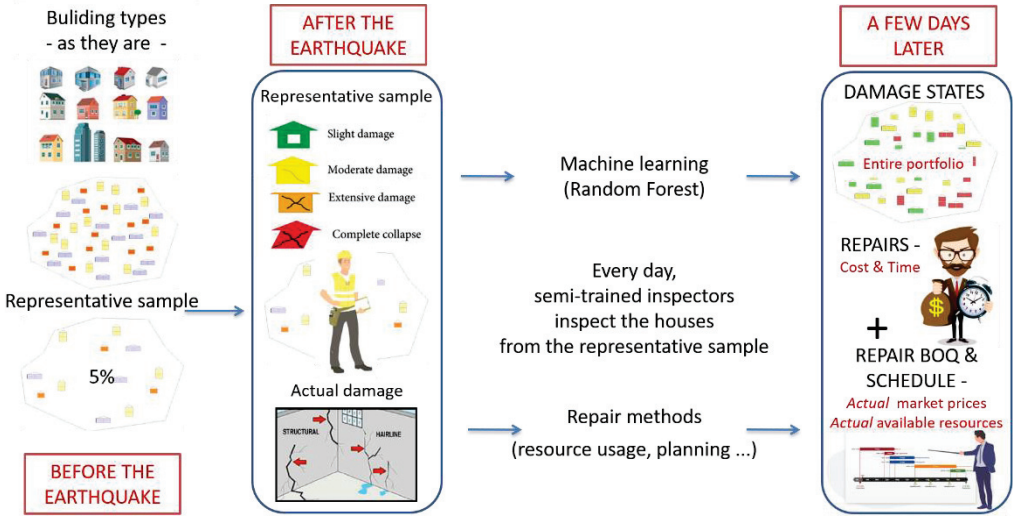


Figure 1: RELAR concept

3. IMAGE DATA AND ANNOTATION

3.1. PETRINJA EARTHQUAKE IMAGE DATABASE

The image database used in the present stage of the work originates from a post-earthquake reconnaissance mission following the 29 December 2020 Mw 6.4 Petrinja earthquake in Croatia. The photographs were captured during the SUZI-SAEE (Serbian Association for Earthquake Engineering) reconnaissance mission and were provided by one of the co-authors of this paper, Marko Marinković. The field team documented damaged and apparently undamaged buildings in the epicentral region, including both exterior and interior views. The source photographs are high-resolution images, typically between 3000 and 4000 pixels on the shorter side.

Figure 2: Photo patches

For model development, each photograph was divided into 224 × 224 pixel patches using a sliding window with 10% overlap (Figure 2). The overlap was introduced to reduce the probability that a crack or a local failure would fall exactly on the boundary between two patches. The resulting dataset contains approximately 15,000 patches, with a broadly balanced representation of damaged and undamaged image regions.

3.2. LABELLING PROCEDURE

A dedicated labelling application was developed to keep the original image and the patch grid connected. The main window allows the annotator to move through the photograph set and check the labelling status, while the secondary view presents the automatically generated patches and the available labels. This arrangement proved useful because an isolated patch can be ambiguous: a line that resembles a crack may in fact be a joint, cable, shadow or boundary between finishes. Seeing the parent photograph provides the context needed for a defensible label.

Four annotators independently reviewed the patches: two structural engineers and two engineers from mathematical and technical disciplines. Each patch was labelled as damaged or undamaged. Final labels were obtained by majority voting, while tied cases were discussed. Patches associated with low confidence were set aside rather than forced into the binary dataset. This conservative choice reduced the amount of noisy training data and preserved difficult examples for later development of multi-level damage classes.

Four independent reviewers evaluated each patch to classify it as damaged or undamaged. The panel consisted of two structural engineers (serving as experts) alongside two data and mathematical science engineers (acting as non-experts). The team was directed to assign a damaged label if a patch displayed obvious structural failure or if a combination of several small defects indicated major deterioration. To measure the level of consensus between pairs of reviewers, we utilized Cohen's kappa coefficient, calculated as:

$$\kappa = \frac{P_0 - P_e}{1 - P_e} \tag{1}$$

Here, P_0 represents the actual observed agreement rate between two reviewers, and P_e represents the probability of agreement occurring purely by chance [12]. Based on the framework by [13], κ values below 0 signify agreement worse than chance, 0.00 to 0.20 indicate slight agreement, 0.21 to 0.40 show fair agreement, 0.41 to 0.60 represent moderate agreement, 0.61 to 0.80 reflect substantial agreement, and 0.81 to 1.00 denote nearly perfect agreement.

Table 1 outlines the specific consensus rates achieved across our dataset. The kappa metric between the two domain experts reached 0.800, which marks the highest point of the substantial agreement bracket. Meanwhile, the agreement rate between Expert 1 and Non-expert 1 hit 0.733 (substantial agreement), while Expert 1 and Non-expert 2 shared a lower score of 0.562 (moderate agreement). The majority of reviewer discrepancies occurred on patches featuring minor superficial issues, including hairline fractures or tiny patches of peeling plaster.

Table 1: Inter-annotator (experts vs non-experts) agreement using Cohen's κ

–	Expert 2	Non-expert 1	Non-expert 2
Expert 1	0.800	0.733	0.562

4. DAMAGE CLASSIFICATION MODELS

4.1. CONVOLUTIONAL NEURAL NETWORKS

Two convolutional neural networks were considered. ResNet-18 was selected as a well-established baseline, while ConvNeXt-Tiny represented a more recent convolutional architecture with design choices influenced by vision transformers. Both networks were initialised with ImageNet-pretrained weights and fine-tuned on the Petrinja patch dataset.

The source photographs were divided at image level into training, validation and test groups in an 80/10/10 proportion. Keeping all patches from one photograph in the same group was essential. A random patch-level split would place visually almost identical neighbouring patches in both training and test sets and would therefore give an unrealistically favourable estimate of performance. Training used binary cross-entropy loss, stochastic gradient descent with momentum, a batch size of 64 and early stopping based on validation loss.

4.2. ZERO-SHOT VISION-LANGUAGE MODEL

A large vision-language model was also examined in a zero-shot setting. Gemma 3 27B received an image patch together with a short prompt asking for a description of visible damage. The response was converted into a binary decision by parsing terms associated with cracking, spalling, damage or an intact surface. No project-specific fine-tuning was applied. The experiment was therefore intended to test whether a general multimodal model can transfer its visual knowledge to post-earthquake imagery without a dedicated training set.

4.3. RESULTS AND ERROR PATTERNS

ConvNeXt-Tiny gave the best overall result, with an F1-score of approximately 0.85 for the damaged class and an accuracy close to 87%. ResNet-18 achieved an F1-score of about 0.83 and an accuracy near 85%. For ConvNeXt-Tiny, precision and recall were approximately 0.88 and 0.82, respectively. The zero-shot Gemma model achieved an F1-score of approximately 0.79. Its recall was relatively high, but this came with a larger number of false positive detections.

Table 2: Comparative performance of the evaluated image models

Model	Training mode	F1-score	Main observation
ResNet-18	Fine-tuned	≈ 0.83	Stable baseline; subtle cracks may be missed
ConvNeXt-Tiny	Fine-tuned	≈ 0.85	Best balance of precision and recall
Gemma 3 27B	Zero-shot	≈ 0.79	High sensitivity, but more false alarms

The inspection of misclassified patches was as informative as the aggregate scores. Fine hairline cracks and slight spalling were common false negatives for the convolutional models. Dirt, peeling paint and textured backgrounds generated false positives. The vision-language model was particularly sensitive to debris, foliage and irregular patterns that it associated with damaged scenes. These errors show why model output should be treated as screening information rather than as a direct safety classification.

5. FIELD IMAGE ACQUISITION REQUIREMENTS

The quality of a damage model cannot compensate for a photograph that lacks geometric context. For this reason, the RELAR workflow includes a practical acquisition protocol. Each image should be assigned, whenever possible, to a project or building identifier, floor, room, wall or element and image type (Figure 3). A wall overview is preferred to an isolated close-up because the overview preserves the relationship between the defect and the component.

For wall damage, at least one full-height vertical edge should be visible from floor to ceiling (Figure 4). This edge acts as the principal geometric reference for later scaling and image rectification. A near-frontal image is preferable, but an oblique view is acceptable in narrow rooms or for long walls, provided that the reference edge and the complete damage region remain visible. Close-up photographs are useful for interpreting crack width or local crushing, but they should supplement rather than replace the overview image.

Metadata / naming convention example

Field	Example
Project ID	RELA-023
Building ID	B01
Floor	02
Room	R205
Wall ID	W03
Image type	Wall overview
Filename	RELA023_B01_F02_R205_W03_overview_01.jpg

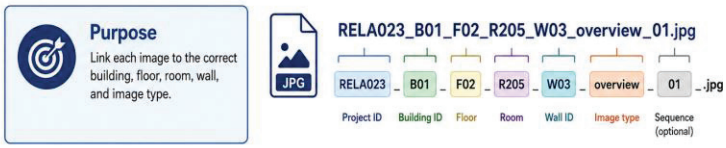


Figure 3: Spatial referencing and a recommended image filename structure

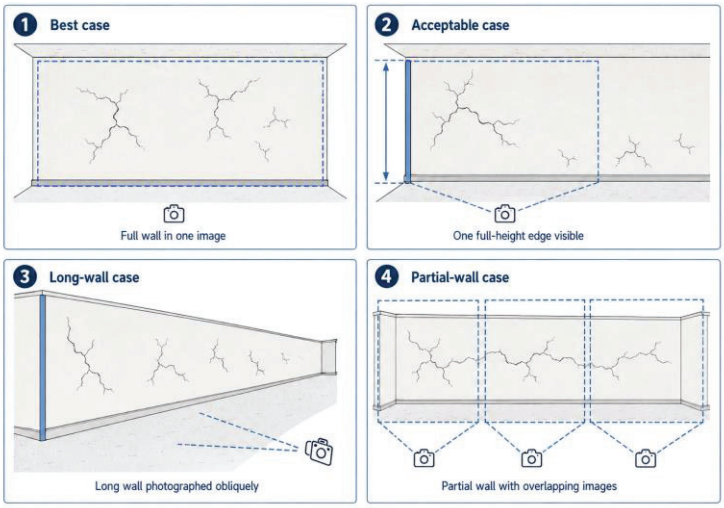


Figure 4: Preferred framing options for wall photographs

Obstructions must also be recorded. Furniture, installations, debris or finishes can hide part of the wall, and a hidden area should never be interpreted automatically as undamaged. The field record should therefore include the best available overview, additional angled images and a note describing the limited visibility. These seemingly minor instructions are important because they determine whether the photographs can later support metric crack-length estimation and repair quantity calculation.

6. FROM OBSERVED DAMAGE TO REPAIR COST

6.1. LIMITATIONS OF FIXED DAMAGE-STATE MATRICES

The original RELAR concept envisaged a repair-cost matrix indexed by building typology, damage state and damage extent. Such matrices are useful for regional scenarios, but they become difficult to apply when the objective is to reproduce the actual repair works in a particular building. Two walls assigned to the same nominal damage state may require different interventions because of crack width, depth, distribution, material, access or finishing requirements.

A fixed matrix also hides the engineering reasoning behind the cost. The analyst retrieves a value from a cell, but the connection between the visible defect and the assumed work items is not always clear. Calibration can reduce this problem, although a large number of typologies and conditional cases quickly makes the matrix cumbersome and difficult to update.

6.2. OBSERVATION-DRIVEN DECISION LOGIC

The implemented approach therefore starts from observable damage attributes. The affected component, crack geometry, local material degradation and relevant constructability constraints are evaluated through a decision tree. Each branch represents an explicit engineering condition, such as a crack-width or crack-depth threshold, while each terminal node identifies a repair method and its associated work items.

The output is a component-level bill of quantities expressed in physical units. Labour, materials and equipment are then monetised using local unit prices and resource-consumption rates. The cost of a component is obtained as the sum of its work items, and the building cost is obtained by aggregation. Costs may also be normalised by affected area or gross floor area for comparison across buildings and for portfolio-level analysis.

This formulation does not remove uncertainty, but it makes it visible. A user can trace the calculated cost back to the observed damage, selected repair method, measured quantity and unit price. The logic can also be revised when local construction practice changes. In this sense, the decision tree can be understood as a generalisation of a repair matrix: each path through the tree corresponds to a specific combination of damage conditions and repair actions, but the conditional dependencies remain explicit.

7. DISCUSSION

The current results demonstrate that image-based screening can provide useful information for rapid post-earthquake assessment, especially when the number of incoming photographs exceeds the capacity of available engineers. The best-performing convolutional model correctly distinguished damaged and undamaged patches in most cases, while the zero-shot vision-language model showed that useful transfer is possible even without project-specific training. At the same time, neither approach is sufficiently reliable to support autonomous safety decisions.

The principal practical challenge is the transition from an image-level indication to an engineering quantity. A binary damaged/undamaged label is helpful for triage but does not by itself define a repair. The next development step is therefore a richer description of the defect: affected element, crack trace, width range, surface loss, local crushing and visibility. Structured field acquisition and spatial referencing are as important as model architecture because they provide the geometric and contextual information needed for this transition.

Another challenge is transferability. The Petrinja dataset reflects local building types, materials, finishes, camera conditions and damage patterns. Performance may decrease in a different region or after an earthquake producing other failure modes. The proposed framework addresses this issue by keeping human review in the loop and by allowing the classifier to be

updated while the repair logic and cost database remain separate. Future validation should include additional earthquakes, external test sets and a direct comparison between model-derived quantities and bills of quantities prepared by experienced engineers.

8. CONCLUSIONS

The RELAR framework connects rapid field imagery, machine-learning-based damage screening and engineering quantification of repair works. On the Petrinja patch dataset, ConvNeXt-Tiny achieved the best classification result, with an F1-score of approximately 0.85, while ResNet-18 provided a slightly lower but stable baseline. Gemma 3 27B achieved an F1-score of approximately 0.79 without domain-specific training, although with a higher false-positive rate.

The work also showed that classification accuracy is only one part of a usable post-earthquake system. Images must be spatially referenced and must preserve enough component geometry for measurement. Repair quantities should be derived from observable damage and explicit engineering rules rather than from opaque average cost ratios. The proposed modular structure makes assumptions traceable and allows image models, repair rules and local prices to be improved independently.

The intended role of the system is rapid screening and decision support. Human engineers remain responsible for final safety evaluations, complex damage interpretation and escalation of uncertain cases. With this limitation clearly stated, the integration of image analysis and observation-based repair estimation can shorten the path from field evidence to practical recovery planning.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Science Fund of the Republic of Serbia, Grant No. 7038, Rapid Earthquake Loss Assessment and Recovery Framework – RELAR. The authors acknowledge the members of the reconnaissance and annotation teams who contributed to the Petrinja image database.

REFERENCES

[1] Applied Technology Council. (1989). ATC-20: Procedures for Post-Earthquake Safety Evaluation of Buildings. Redwood City, CA: Applied Technology Council. [2] Federal Emergency Management Agency. (2018). FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology. Washington, DC: FEMA.

[2] Federal Emergency Management Agency. (2018). FEMA P-58-2: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 – Implementation Guide. Washington, DC: FEMA.

[3] Silva, V., Crowley, H., Pagani, M., Monelli, D., & Pinho, R. (2014). Development of the OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment. Natural Hazards, 72(3), 1409-1427.

[4] Erdik, M., Sesetyan, K., Demircioglu, M. B., Hancilar, U., & Zulfikar, C. (2011). Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31(2), 247-266.

[5] Domingo, N., et al. (2025). Post-event cost estimation frameworks for building repair works incorporating multi-influencing factors. Journal of Construction Engineering and Management (In Press/Early Access).

[6] Stojadinović, B., et al. (2022). Damage-state-based repair-cost prediction for building portfolios: Opportunities and variability. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 51(8), 1845-1865.

[7] Booth, E., Saito, K., Spence, R., Madabhushi, G., & Boston, M. (2011). The use of remote sensing for post-earthquake damage assessment. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 164(2), 123-133.

[8] Foroughnia, F., et al. (2024). Machine learning and satellite-based remote sensing for scalable post-earthquake damage severity mapping. Remote Sensing of Environment, 302, 113940.

[9] Mangalathu, S., Sun, H., Nweke, C. C., Yi, Z., & Burton, H. V. (2020). Classifying structural damage from images using deep learning and machine learning approaches. Automation in Construction, 113, 103144.

[10] Terzic, V., Merrifield, R., & Rogers, B. (2022). Linking component damage to functional recovery downtime: A performance-based framework for resilience. Earthquake Spectra, 38(3), 1920-1945.

[11] Burton, H., Deierlein, G., Lallemant, D., & Lin, T. (2016). Framework for incorporating probabilistic functional recovery into performance-based earthquake engineering. Structural Safety, 60, 23-36.

[12] Cohen, J. 1960. "A Coefficient of Agreement for Nominal Scales." Educ. Psychol. Meas., 37. https://doi.org/10.1177/001316446002000104.

[13] McHugh, M. L. 2012. "Interrater Reliability: The Kappa Statistic." Biochemia Medica, 22(3), 276-282. https://doi.org/10.11613/bm.2012.031.

ДГКС ASES | E-27
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026018S

Damjan Srebro[1], Ivan Nackov[1], Saša Popović[2], Mario Rossato[1], Marija Filipović[1], Vladimir Nenezić[1], Mitar Tošković[3]

CHALLENGES OF STRUCTURAL DESIGN IN SEISMIC REGIONS: EXAMPLES FROM TWO CASE STUDIES

Summary: This paper presents two building projects in seismic regions: Project A (Italy) and Project B (Middle East). It examines challenges in aligning architectural intent, client expectations, regulations, and seismic performance throughout design. Project A, designed to Italian NTC18, adopted an elastic design approach due to architectural constraints limiting ductility, requiring strict control of force demand and material behavior. Project B, a high-importance, geometrically irregular nine-building complex, required post-earthquake operability. Seismic isolation proposed at concept stage was rejected, leading to a conventional solution with limited ductility and a predominantly elastic composite system (steel encased in concrete). The paper highlights how constraints, risk perception, and interdisciplinary coordination shape seismic design strategies.

Keywords: seismic design, architectural constraints, elastic design

IZAZOVI PROJEKTOVANJA KONSTRUKCIJA U SEIZMIČKIM PODRUČJIMA: DVA PRIMERA IZ PRAKSE

Rezime: Rad prikazuje dva projekta zgrada u seizmičkim područjima: Projekat A (Italija) i Projekat B (Bliski istok). Analiziraju se izazovi usklađivanja arhitektonskog koncepta, zahteva investitora, propisa i seizmičkih performansi tokom projektovanja. Projekat A, projektovan prema standardu NTC18, zasnivao se na elastičnom pristupu zbog arhitektonskih ograničenja koja su smanjivala mogućnost obezbeđenja duktilnosti, pa je bila neophodna stroga kontrola seizmičkih sila i ponašanja materijala. Projekat B, kompleks od devet geometrijski nepravilnih objekata velike važnosti, zahtevao je funkcionalnost nakon zemljotresa. Nakon odbacivanja seizmičke izolacije usvojeno je konvencionalno rešenje sa ograničenom duktilnošću i pretežno elastičnim spregnutim sistemom. Rad pokazuje kako ograničenja i koordinacija učesnika utiču na strategije seizmičkog projektovanja.

Ključne reči: seizmičko projektovanje, arhitektonska ograničenja, elastični dizajn

[1] Whitby Wood Popovic DOO, Serbia
[2] Whitby Wood Popovic DOO, Serbia, s.popovic@whitbywood.com
[3] Whitby Wood Popovic DOO, Serbia, m.toskovic@whitbywood.com

1. INTRODUCTION

Earthquake-resistant behaviour is governed less by the strength of any single member than by the overall layout and load path of the structure. Regularity in plan and elevation, lightness, a clear and symmetric distribution of mass and stiffness, short and direct load paths, and the capacity to deform in a ductile manner, without sudden loss of strength, are the qualities that allow a building to absorb seismic energy reliably. Where these are present the response is predictable and the demands on individual elements are modest; where they are absent, force concentrations, torsional response, and soft-storey mechanisms arise, and the structure must compensate through size, detailing, or restraint.

Seismic codes are written, in large measure, for the idealised structure: regular, repetitive, and well-behaved, with the simplifying assumptions of the design methods broadly satisfied. Real buildings, and particularly those shaped by ambitious architectural intent, rarely conform to this ideal. Transfer structures, setbacks, large openings, slender forms, and discontinuous load paths place a building outside the comfortable territory the codes envisage, leaving the engineer to reconcile a non-compliant geometry with prescriptive provisions through additional analysis, conservative assumptions, and judgement. This discord between what the codes assume and what is actually built is a recurring source of difficulty, and it is most acute precisely where the architecture is most expressive.

Performance objectives compound the issue. The baseline intent of most codes is life safety: the structure may be damaged, even severely, provided it does not collapse and occupants can escape. Operational continuity is a far more demanding target, requiring that the building, its structure, and often its services remain usable immediately after the design earthquake. Achieving it generally means keeping the response close to elastic, limiting drift and damage, and protecting non-structural systems, all of which carry significant implications for stiffness, member size, and cost that are not always apparent when the objective is first set.

Those implications are frequently underestimated by clients, whose risk perception drives an expectation of a fully operational facility after a major event without full appreciation of what that entails. The consequences include inflated budgets, unconventional solutions such as base isolation or supplemental damping that may be unfamiliar in the region, or stocky, heavily reinforced designs that sit uneasily with the architectural vision. Where the brief is more ambitious than the budget or the geometry can sustain, the mismatch tends to surface late, often after tender, prompting redesign once the true cost and constructional consequences of an overzealous performance target are understood.

The two projects examined in this paper illustrate how these pressures of constraint, risk perception, and interdisciplinary coordination shape the seismic strategy that is ultimately adopted.

2. PROJECT A – ITALY (ELASTIC DESIGN UNDER CONSTRAINTS)

2.1. PROJECT BRIEF

Project A is a new residential complex in Rome, comprising eight buildings of three typological families (Types A, B, and C, see Figure 1) sharing a single underground parking level. The work covered under this project is limited to the four identical Type C buildings, which feature an irregular L-shaped plan with unequal wings and rounded corners with 6 floors above ground level (see Figure 2). The lateral force-resisting system consists of RC cores, shear walls, and columns supporting solid flat slabs, with vertical elements positioned to follow architectural constraints. Project A was led by Oneworks as lead designer, with the authors acting as structural subconsultants.

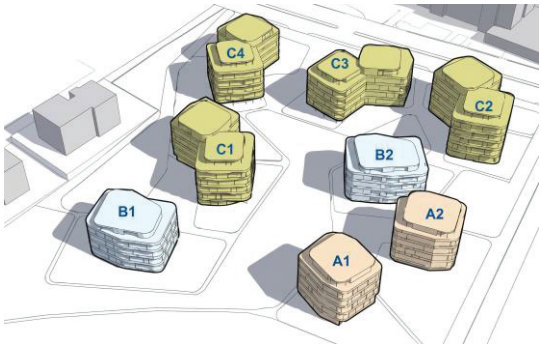


Figure 1: Building types (image courtesy of Oneworks)

The site has low-to-moderate seismicity (ag = 0.147g, 475-year return period), subsoil Category B and topographic category T1. Foundations consist of RC piled rafts, carefully coordinated to avoid existing piles from the demolished building previously occupying the site.

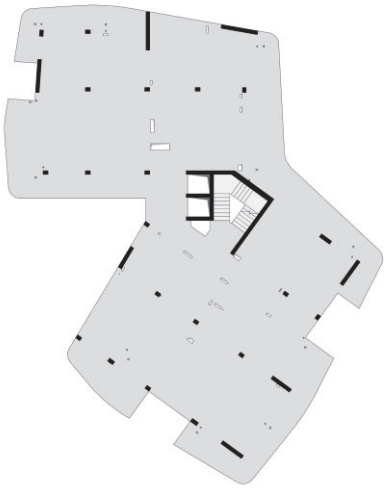


Figure 2: Typical floor plan (image courtesy of Oneworks)

2.1.1. Applicable codes and regulatory framework

The project was designed in line with the Italian Technical Standards for Construction (NTC2018) [1] and European (Eurocodes) codes and regulations. The principal difference, from seismic design perspective, between NTC 2018 and EN 1998 is that NTC 2018 allows the adoption of elastic strength-based design approach for moderate seismicity [1], which EN 1998-1 explicitly discourages [2].

2.1.2. Architectural constraints limiting ductility

Due to strict architectural requirements, the walls could not be arranged symmetrically, resulting in significant torsional eccentricity between the centre of mass and the centre of stiffness. Such arrangement resulted in, from seismic perspective, undesirable torsional modal behaviour.

2.2. DESIGN APPROACH

The building is classified as torsionally flexible, limiting the dissipative behaviour factor to q = 2.0 (Ductility Class B, equivalent to DCM in EN 1998-1).

NTC2018 differs from EN 1998 in seismic elastic design philosophy. While EN 1998 states that elastic design is recommended only for seismic regions with low seismicity, NTC 2018 has no such restrictions. On the other hand, NTC 2018 has defined stricter requirements to satisfy.

If dissipative design is pursued, under NTC2018 §7.4.4.5.1, the concrete web compression resistance in dissipative zones would be reduced by a factor of 0.4, while design shear forces are simultaneously amplified per Eq. 7.4.14. For this building, the combination of these two effects with the high torsional shear in the cores would require wall thicknesses that are architecturally unacceptable, as presented in the following chapters, thus the design approach was selected to be non-dissipative.

2.2.1. Code provisions

For this torsionally flexible structure, the non-dissipative behaviour factor per NTC 2018 §7.3.1 [1] is q_{ND} = 1.33.

For non-dissipative structures, design under seismic load combinations requires that concrete and reinforcement strains remain within the elastic range — i.e. below ε_{c0} and ε_0, respectively — as illustrated in Figure 3 and required by the authoritative commentary [4].

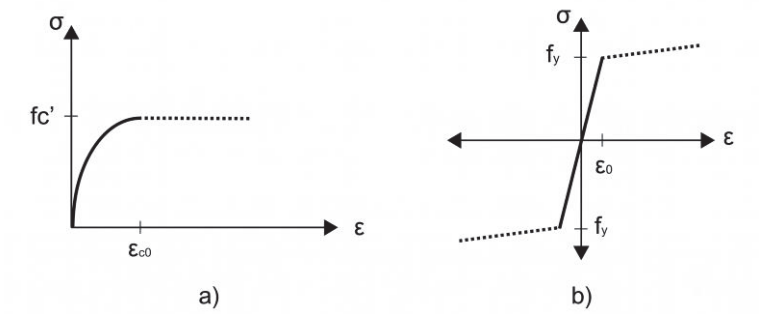


Figure 3: Stress-strain diagrams for seismic design: a) concrete, b) reinforcing steel

Beam-column node checks per NTC2018 §7.4.4.3 remain mandatory for non-dissipative structures, applying the same formulae as for Ductility Class B: node shear failure is a brittle mechanism that would invalidate the assumed structural scheme whether the design is dissipative or not.

2.3. IMPLICATIONS OF SELECTED DESIGN APPROACH

2.3.1. Force levels comparison

The adoption of q = 1.33 reduces the design response spectrum to approximately 75% of the elastic spectrum, translating into seismic design forces roughly 50% higher compared to a conventional dissipative design (q = 2.0). The seismic load combination philosophy remains unchanged. The design implications are illustrated on representative wall sections at ground level in Tables 1 and 2.

Table 1 analyses shear capacity and force levels of a core wall. The wall section is 300mm thick, 5300mm long with horizontal rebar of Φ16-100. Concrete is C30/37 and rebar characteristic yield strength is fyk= 450 MPa:

Table 1: Comparison between elastic and elastoplastic wall shear demand and capacity

Seismic design approach	q [-]	V_{Ed} [kN][1]	V_{Ed}' [kN][2]	V_{Rd} [kN]
Dissipative Ductility Class B	2.00	3538	6580	2190[3]
Non dissipative elastic	1.33	5321	5321	5474
Note 1: Analysis is carried out with elements of the same size, dissipative approach would require thicker elements leading to stiffer structure and higher seismic forces Note 2: Shear force increases due to formation of a plastic hinge as per NTC 2018 §7.4.14 Note 3: Shear reduction in dissipative zone as per NTC 2018 §7.4.4.5.1				

Table 1 shows that, despite the higher seismic demand of the non-dissipative approach, the amplified dissipative shear force V_{Ed}' = 6580 kN significantly exceeds the non-dissipative demand of 5321 kN. Combined with the 0.4 reduction factor on concrete compression resistance in dissipative zones, this would require up to three times thicker walls to satisfy shear verification — the primary driver for adopting the non-dissipative strategy in this project.

Table 2 compares wall major bending capacities between elastoplastic (dissipative) and elastic limited strain (non-dissipative) material behaviour. The wall section is 300mm thick, 2300mm long with vertical rebar of Φ20-150 on both faces. Concrete is C30/37 and rebar characteristic yield strength is fyk= 450 MPa:

Table 2: Comparison between elastic and elastoplastic wall major bending capacity

Seismic design approach	N_{Ed} [kN][1]	M_{Rd} [kNm]
Dissipative Ductility Class B	1722	7046
Non dissipative elastic	1722	6500
Note 1: Positive is compression		

Table 2 illustrates that, for the same axial force, the limited-strain section model of the non-dissipative approach yields a lower bending capacity than the full elastoplastic model (6500 vs 7046 kNm), as a direct consequence of the restricted stress-strain diagram.

2.3.2. Reinforcement detailing

The non-dissipative strategy eliminates most seismic detailing requirements: no curvature ductility checks, no confinement stirrups at wall boundary zones, and no capacity design hierarchy. Horizontal wall reinforcement reverts to the standard minimum of $\rho_h \geq 0.10\%$, half the Ductility Class B requirement of 0.20%. Similarly, columns require no closely spaced confinement hoops in critical regions; however, closely spaced transverse reinforcement was maintained as good practice. The exception is beam-column nodes, which must be detailed to Ductility Class B requirements regardless of the global design strategy. All elements are otherwise detailed uniformly under standard reinforced concrete rules, equivalent to those of Eurocode 2, simplifying site execution and quality assurance.

2.4. DESIGN TOOLS

Analysis and design were carried out using MidasGen, which allows the user to define custom stress-strain material curves and apply NTC2018 provisions directly in the design process. SAP2000 with the CSI ViS Concrete Design plug-in — developed by CSI Italia for post-processing of RC elements to Eurocode and NTC2018 requirements— was used as an independent verification tool [3].

2.5. LIMITATIONS AND ADVANTAGES OF NON-DISSIPATIVE APPROACH

Both dissipative and non-dissipative design approaches are valid and legitimate. The non-dissipative approach eliminates capacity design requirements, replacing complex ductility

detailing with uniform reinforcement rules across all elements. The trade-off — higher seismic design forces (q = 1.33 vs q = 2.0) — is manageable in low-to-moderate seismicity, where the force increment over dissipative design is modest and does not result in impractical member sizes. For irregular structures with low behaviour factors, this is the logical choice where the dissipative behaviour factor is already reduced to q = 2.0, limiting the force reduction benefit of dissipative design. The essentially elastic response also limits inter-storey drifts and residual deformations, reducing non-structural damage and supporting post-earthquake functionality — a consideration of particular relevance for strategic buildings such as hospitals or emergency facilities.

The principal limitation concerns the hierarchy of failure modes. The limited-strain section model yields a lower bending capacity than the full elastoplastic model (Table 2), and without an enforced weak-bending / strong-shear hierarchy, shear failure may precede flexural yielding should the actual seismic demand exceed design values. Since shear is a brittle failure mode, this represents a residual risk that the designer must acknowledge.

3. PROJECT B – NINE BUILDING COMPLEX IN THE MIDDLE EAST (HIGH IMPORTANCE, IRREGULAR GEOMETRY)

3.1. PROJECT BRIEF

Project B comprises nine buildings on a radial masterplan. There are five different building typologies: one P, four W, two H, one C and one building type S. Buildings P, W and H have a high importance classification and a 100-year design life.

The client's requirement for the P building was post maximum credible earthquake (MCE) operability: it had to remain functional after the seismic event (Immediate Occupancy), effectively raising the seismic design demand. Project lies in a seismically active region, which combined with client's requirement, necessitated the building to be designed for earthquake with 1/2475-year return period.

Key constraints were unrealistic client's performance expectation for post-earthquake operability, use of stiff diagrid (see Figure 4) taking significant lateral load while having to remain elastic after earthquake and architecturally preferable slender members. Another important constraint was the client's preference of reinforced concrete over structural steel elements. The design was carried out in accordance with European (Eurocode) standards.

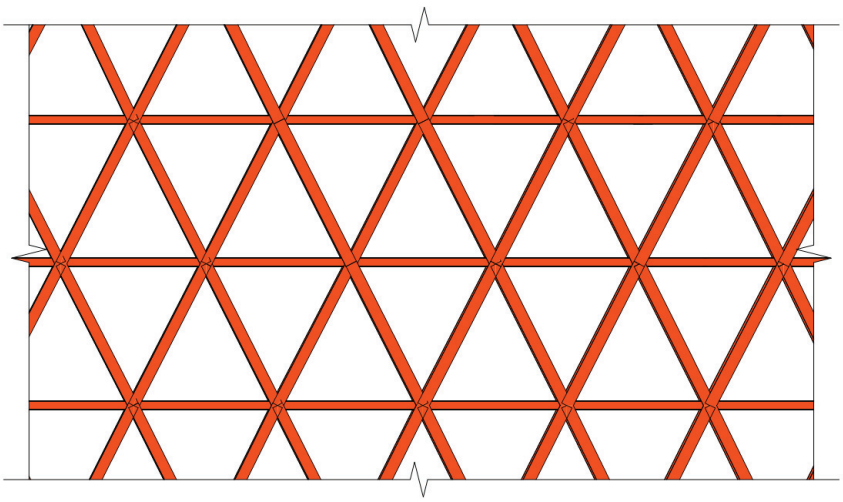


Figure 4: Diagrid system

3.2. GEOMETRIC AND STRUCTURAL IRREGULARITIES

The architectural concept produced pronounced irregularities that conflict with the regularity principles of Eurocode 8. In plan, the triangle-shaped buildings are concave and non-compact with large diaphragm openings at the central atrium (W and H) and dome (P); in elevation, cantilevered overhangs of up to 25m length, massive steel canopies arching more than the entire footprint of the building and sitting above its arched inclined concrete roof, stepped terraces, interrupted vertical elements and non-uniform mass and stiffness are present. Perimeter walls are envisaged as architecturally expressed stiff diagrid that needs to remain essentially elastic post-earthquake so that it could keep carrying gravity loads. Because of all the above, the structural system cannot be categorized as any of the code prescribed high ductility energy dissipating systems.

3.3. CONCEPT DESIGN PHASE

Base isolation was proposed as a response to the combination of high seismicity, high importance and severe irregularity. By lengthening the fundamental period and concentrating displacement and energy dissipation within the isolation interface, it can substantially reduce the superstructure forces. Dissipation occurs within the isolators rather than through damaging inelastic deformation, supporting Immediate Occupancy while preserving the architectural form and permitting slender members. Figure 5 presents storey shear force levels in one direction for base isolated and non-isolated W building model. It can be observed that loads drop by more than 60% when building is isolated. This coupled with the fact that isolated building is fully operational after earthquake makes a rather compelling case for pursuing this technical solution.

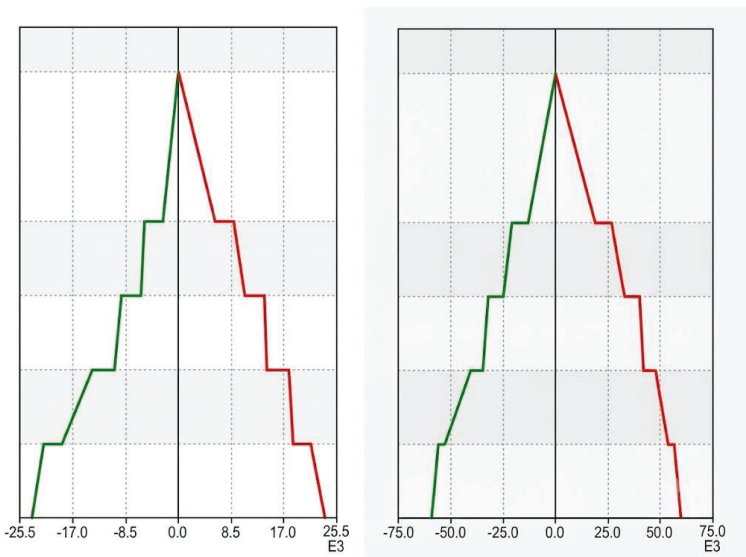


Figure 5: Storey Shear Force Levels [kN] in a) base isolated (left) and b) non-isolated (right) W building model

Note that design spectrum for base isolated structures is equal to elastic spectrum (i.e. behaviour factor q is equal to 1), while non-base isolated design spectrum utilizes a behaviour factor estimated to be equal to 2.4 (shear walls and composite diagrid).

The proposal raised concerns over constructability (specialist installation, with few experienced regional contractors), perception (unfamiliarity, maintenance and potential isolator replacement) as well as visual and functional impact (large movement joints).

3.4. SCHEMATIC DESIGN PHASE

Weighed against the constraints identified during the concept design phase, the seismic isolation was not carried forward, and the design reverted to a conventional solution.

As fully reinforced concrete solution required architecturally unacceptable member sizes, the adopted compromise lateral-load-resisting-system is a predominantly steel-concrete composite arrangement – steel sections diagrid and composite shear walls with embedded steel sections to carry the high forces while limiting member sizes. It is important to note that neither the European nor North American seismic design codes classify steel diagrid as a distinct lateral restraining system element, but existing studies indicate that it does possess some dissipative capability [5]. The key consideration is that the diagrid, as an element that supports gravity loads in addition to earthquake-induced loads, must remain elastic post the design earthquake.

Proof of dissipative assumptions requires a non-linear pushover or time history analysis which was intended for the next design stage. This approach is not uncommon, as these types of analyses are rarely performed during the coordination process, due to time restrictions and dynamic changes.

3.5. DESIGN IMPLICATIONS AND TRADE-OFFS

The adopted strategy transfers the high seismic forces into the structure, driving up member sizes – thicker cores and shear walls, heavier composite diagrid sections than the base-isolated scheme would require. Illustrating the central trade-off: code compliance and operability are achieved at the expense of efficiency and architectural freedom that base isolation could have achieved.

4. INTERDISCIPLINARY COORDINATION AND DECISION MAKING

4.1. INTERACTION BETWEEN ARCHITECT, ENGINEER AND CLIENT

In both projects, the final structural solution was governed as much by project priorities as by seismic demand. The architect established the building form and spatial constraints, the client defined the required performance level and commercial objectives, while the structural engineer was responsible for reconciling these requirements within the governing design code.

In Project A, the architectural layout fixed the location of the cores and shear walls, resulting in unavoidable torsional irregularity. Rather than attempting to alter the geometry, the engineering effort focused on selecting a seismic design strategy compatible with the imposed configuration. In Project B, the client's requirement for post-earthquake operability initially favoured seismic isolation, but concerns regarding cost, constructability and unfamiliarity with the technology ultimately led to adoption of a conventional composite structural system. These examples demonstrate that structural systems are often determined by project constraints rather than by structural optimization alone.

4.2. MANAGING CONSTRAINTS ACROSS DESIGN STAGES

Design constraints evolve throughout a project, progressively reducing the available design freedom. Decisions that remain flexible during concept design frequently become fixed during schematic and detailed design, making subsequent changes increasingly costly.

The two projects illustrate this process differently. In Project A, the architectural arrangement was accepted as an immutable constraint from the outset, leading directly to adoption of a non-dissipative design philosophy. In Project B, seismic isolation remained technically feasible during concept design but was abandoned once budget, construction complexity and client acceptance became governing considerations. In both cases, identifying the dominant project constraints early would have reduced the need for subsequent redesign.

4.3. COMMUNICATING RISK AND PERFORMANCE TRADE OFFS

A recurring difficulty is that performance objectives are easy to state but their structural consequences are not obvious to those who set them. The expectation that a building remains fully operational after a major earthquake, as required for the building P in Project B, implies either an isolation interface or substantially stiffer and heavier members, implications that are seldom appreciated when the target is first agreed. When base isolation was rejected, the decision traded a clearly understood technical solution for a less visible increase in residual seismic risk and material quantity. The engineer's role is to make such trade-offs explicit in terms the client values, including capital cost, programme, maintenance and post-event downtime, so that the choice between elastic robustness, ductile economy and isolation is made knowingly rather than by default. However, to fully grasp the implications of certain decisions, especially for irregular and atypical buildings, a full analysis and design is usually required, which is rarely available at the time of decision making.

4.4. ITERATIVE DESIGN AND COMPROMISE

Neither project reached its solution in a single pass; both converged through iteration in which each discipline compromised something. In Project A the compromise was to accept higher reinforcement ratios under an elastic approach in order to preserve architecturally acceptable wall thicknesses and uniform detailing. In Project B it was to abandon the technically preferred isolation scheme for a conventional composite system whose heavier cores, walls and diagrid sections satisfied low to medium ductility while keeping the member sizes architecturally acceptable. These outcomes were not failures of design but the product of negotiated compromise, and in both cases the number of costly iterations would have been reduced by earlier alignment between architect, engineer and client on the constraints that ultimately governed.

5. ENGINEERING INSIGHTS & CONCLUSIONS

Comparing the two projects highlights a common discord between architectural ambition and seismic rationale, resolved differently according to the governing code, the building importance and the project constraints. The following themes draw the cases together.

5.1. ELASTIC VS DUCTILE SEISMIC DESIGN STRATEGIES

Ductile design dissipates seismic energy through controlled inelastic deformation, accepting damage in exchange for smaller forces and more slender members. Elastic design instead keeps the structure within its elastic range, trading economy for predictability and damage avoidance. Project A adopts elastic design to satisfy Italian practice, while Project B, although it adopts low to medium ductile design, results in large and costly structural elements due to high seismic and occupancy demands.

5.2. ROLE OF SYSTEM REGULARITY IN SEISMIC PERFORMANCE

Regularity in plan and elevation underpins the favourable, predictable inelastic behaviour that codes reward with higher behaviour factors. Project B departs from it: re-entrant plans, interrupted load paths and non-uniform stiffness depart from clean classification under EN 1998. Irregularity drives lower behaviour factors, more onerous analysis (modal response spectrum, time-history) and a reliance on elastic capacity rather than ductile mechanisms.

5.3. IMPACT OF CLIENT DECISIONS ON STRUCTURAL EFFICIENCY AND RISK

Client priorities decisively shape the structural outcome. In project A, the limited available arrangement of vertical elements coupled with unfavourable floor layout led to torsional flexibility which yielded significant reinforcement quantities. In Project B, concerns over cost, constructability and the unfamiliarity of seismic base isolation led to its rejection, despite clear technical merit.

Such decisions trade lower initial complexity and capital cost for greater material use and higher residual seismic risk – a transfer of risk from the construction phase to the building's in-service performance.

5.4. BALANCE BETWEEN CODE COMPLIANCE, ARCHITECTURE AND COST

Designing buildings in high seismic regions often requires structural engineers to balance competing project priorities. Clients may expect the building to remain operational after a major earthquake, while architects seek slender structural elements and flexible, unobstructed spaces. At the same time, project budgets place pressure on construction costs and material quantities. Improving seismic performance typically requires either a more robust structure, which can increase member sizes and costs, or the adoption of advanced technologies that may add complexity and specialist requirements.

The engineer's challenge is therefore to find a solution that achieves the required level of safety and performance while respecting the architectural vision and maintaining an acceptable project cost. Success depends on early collaboration between the client, architect, and engineer, together with a clear understanding of the trade-offs involved.

5.5. RECOMMENDATIONS FOR MANAGING ARCHITECT-ENGINEER CONFLICTS IN SEISMIC REGIONS

The cases suggest a small set of practical measures:

- Engage the seismic strategy at concept stage, before the geometry hardens.
- Translate performance targets such as Immediate Occupancy into tangible cost, member-size and programme implications the client can weigh.
- Identify and agree the governing constraint explicitly and revisit it only with full awareness of the cost of doing so.
- Assess alternative solutions, such as isolation, on technical merit and address perception and familiarity barriers directly rather than letting them decide by default.
- Sustain continuous architect–engineer–client dialogue to limit late, expensive iteration.

REFERENCES

[1] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), D.M. 17 January 2018, Rome, 2018.

[2] EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, Brussels, 2004.

[3] CSI Italia Srl. VIS Design Manual 2006-2020.

[4] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni», Rome, 2019.

[5] Asadi E, Adeli H. Nonlinear behavior and design of mid- to high-rise diagrid structures in seismic regions, Engineering Journal (AISC), Vol. 55, 2018, 161-180.

E-28
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026059S

Aleksandra Simović[1], Ana Francisca Santos[2], Hélder D. Craveiro[2], Aldina Santiago[2]

DEMOUNTABLE COMPOSITE FLOOR SYSTEMS: A STATE-OF-THE-ART REVIEW

Summary: Demountable and reusable construction systems are increasingly recognized for supporting sustainability and circular economy principles by enabling disassembly, reuse, and reduced waste compared to conventional monolithic solutions. This paper presents a state-of-the-art review of demountable and reusable steel-concrete composite structures, summarizing recent experimental and numerical studies on structural behavior, including serviceability and load-bearing performance. Particular attention is given to the fire performance of demountable and reusable systems, as research remains limited despite its importance. These systems are particularly susceptible to reduced load-bearing capacity, compromised connection integrity, and fire and smoke propagation. Existing research, design approaches, and ongoing developments are discussed.

Keywords: steel-concrete composite structures, demountable systems, sustainability, fire resistance

DEMONTAŽNI SPREGNUTI PODNI SISTEMI: PREGLED LITERATURE

Rezime: Demontažni i ponovo upotrebljivi konstrukcijski sistemi sve više se prepoznaju kao rešenja koja doprinose održivosti i principima cirkularne ekonomije, omogućavajući demontažu, ponovnu upotrebu i smanjenje otpada u poređenju sa konvencionalnim monolitnim rešenjima. U ovom radu prikazan je pregled savremenog stanja istraživanja demontažnih i ponovo upotrebljivih spregnutih konstrukcija od čelika i betona, uz sistematizaciju novijih eksperimentalnih i numeričkih studija koje se odnose na njihovo konstrukcijsko ponašanje, uključujući granična stanja upotrebljivosti i nosivosti. Posebna pažnja posvećena je ponašanju demontažnih i ponovo upotrebljivih sistema u uslovima požara, budući da su istraživanja u ovoj oblasti i dalje ograničena, uprkos njenom značaju. Ovi sistemi su posebno osetljivi na smanjenje nosivosti, narušavanje integriteta veza, kao i na širenje požara i dima. U radu su razmatrana postojeća istraživanja, projektantski pristupi i aktuelni pravci razvoja.

Ključne reči: spregnute konstrukcije od čelika i betona, demontažni sistemi, održivost, otpornost na požar

[1] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Portugal, aleksandra.simovic@uc.pt
[2] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Portugal

1. INTRODUCTION

Steel-concrete composite floor systems are among the most widely used structural solutions in multi-storey buildings, owing to their high stiffness, load-bearing capacity, and construction efficiency. In conventional practice, composite action is typically achieved by means of welded headed stud connectors embedded in the concrete slab. However, this monolithic configuration makes disassembly difficult and generally prevents the direct reuse of both the steel beam and the slab at the end of the structure's service life. Demountable composite construction addresses this limitation by replacing welded studs with mechanical connectors capable of providing shear transfer during service while allowing non-destructive separation of the slab and beam. In this way, demountable systems support design for deconstruction, component recovery, and reuse. Life-cycle assessment studies have further shown that their environmental benefits become significant provided that reuse is effectively implemented. This paper summarizes recent developments in demountable steel-concrete composite floor systems, with particular emphasis on proposed shear connector types and their experimentally and numerically observed behavior at both connector and structural levels. In addition, available studies on fire performance and diaphragm behavior are also discussed, highlighting the main research gaps that need to be addressed before wider practical application.

2. CONNECTORS FOR DEMOUNTABLE STEEL-CONCRETE COMPOSITE SYSTEMS

High-strength friction-grip bolts (HSFGBs) have been widely investigated as demountable shear connector solutions for reusable composite beams [1-5]. Their response is initially governed by pretension-induced friction behavior, which provides high initial stiffness, but slip develops once this friction is overcome because of the bolt-hole clearance. The studies indicate that HSFGBs can achieve ultimate shear resistance and ductility comparable to welded studs, while beam tests confirm satisfactory flexural behavior, although the response remains strongly dependent on pretension level, clearance, and slab material. HSFGB is shown in Figure 1a).

The T-shaped embedded-nut bolted connector (T-ENBC), presented in Figure 1b) was developed by *Chen et al.* [6] to improve upon HSFGB behavior. Relative to HSFGB, it achieved about 9.7% higher ultimate shear resistance and about 143% higher shear stiffness in push-out testing. These improvements result from replacing oversized bolt holes with tight-clearance holes and a T-shaped embedded nut, which increases bearing and friction forces but limits slip and plastic deformation, thereby reducing ductility. The available evidence is still limited to connector-level push-out tests, and no beam-level or fire validation has yet been established.

The T-shaped bolt shear connector (Figure 1c)) is a friction-based non-embedded connector with a mainly bilinear load-slip response. *Li et al*. [7] reported that its failure mode is mainly governed by wear of the bridge-shaped gasket, while the load-transfer mechanism is primarily controlled by friction generated through bolt pretension. The connector also shows excellent anti-lifting capacity, and its shear performance is significantly influenced by bolt pretension, friction coefficient, bolt diameter, and channel spacing.

Clamping connectors (Figure 1d)) are friction-based demountable systems validated at both the connector and beam scale by *Wang et al.* [8-11]. For the studied Lindapter C-clamp configuration, the baseline M24 specimen reached a peak shear resistance which is comparable to the resistance of a 19 mm welded stud, while its initial tangent stiffness substantially exceeded the reported value for stud behavior. Their performance has been investigated through push-out testing and further supported by four full-scale beam tests, which confirmed ductile global behavior and flexural strengths close to AISC predictions. Fire performance, however, remains unresolved, since this connector type has not yet been studied under elevated temperatures, and

pretension loss due to elevated temperatures could directly compromise its friction-based load-transfer mechanism.

Within the REDUCE family [12-15], the fully demountable **cylinder system (P3)** (Figure 1e) typically develops shear resistance of about 141 to 168 kN per connector, with slip capacities of roughly 7 to 10 mm. Its governing failure mode is bolt shear, while the connected members remain largely undamaged, which is favorable for deconstruction and reuse because the failed bolts can be replaced and the system can be reassembled with similar resistance, stiffness, and slip capacity.

The related **coupler system P15.1** (Figure 1f)) is also a demountable solution and, in the *FIREDUCE* push-out tests, reached an ultimate load of 159.2 kN per bolt at room temperature. Under elevated temperature push-out tests, P15.1 retained a shear resistance of 156.68 kN per bolt at 300 °C, compared with 132.84 kN for P3.1. However, both systems experienced reduction in shear resistance of approximately 50% above 500 °C owing to the degradation of bolt strength. [12-14]. This distinction is important at the system level: P3 is more attractive where full demountability and deformation capacity are prioritized, whereas P15.1 is advantageous where thermal performance and protection of the threaded region are critical.

The resin-injected variant P15.2 (Figure 1g)) modifies the coupler concept of P15.1 by filling the hole clearance around the bolt with epoxy resin, which prevents early bolt slip and allows larger construction tolerances without compromising load-bearing capacity. Its average resistance is approximately 131 kN per connector, with an initial stiffness of 100 kN/mm, compared with 142 kN per connector and 70 kN/mm for P15.1. Accordingly, P15.2 exhibits about 7.7% lower resistance but about 42.9% higher initial stiffness. Its main limitation is the reduced slip capacity, as this series fails to meet the EC4 ductility requirement of 6 mm [12-15].

The **tapered iron bolt (TIB)**, shown in Figure 1h)), is intended to reduce initial interfacial slip and provide high shear stiffness. In push-out tests carried out by *Song et al.* [16], the average experimental resistance reached 49.3 kN for M12 connectors and 82.2 kN for M16 connectors. However, the connector exhibited limited slip capacity, with all newly assembled specimens failing below 6 mm, which is below the EC4 ductility threshold.

The locking nut shear connector (LNSC) (Figure 1i)) was developed to eliminate the early slip associated with bolt-hole clearance in conventional bolted systems. Push-out tests showed about 25% higher shear resistance and about 600% greater shear stiffness than comparable HSFG connectors, while review evidence indicates approximately 20% higher resistance than welded headed studs of equivalent diameter [17].

Karakus et al.[18], [19] investigated **bolted angle connectors**, which consist of a standard steel angle section bolted to the beam flange with a high-strength bolt, with a smaller hat section welded to the vertical leg to provide tension resistance, as illustrated in Figure 1j). Push-out tests reported for the front-loaded specimens' shear resistance at 6 mm slip in the range of about 149 to 292 kN, depending mainly on angle size and concrete strength. Initial stiffness was approximately 61 to 173 kN/mm, and most configurations satisfied the EN 1994-1-1 [20] ductility requirement [19]. Full-scale beam tests further confirmed global flexural behavior comparable to conventional composite beams with welded headed studs [18].

Steel-yielding pocket connectors (Figure 1k)) intentionally shift the inelastic mechanism into a deformable steel pocket, promoting a ductile force-slip response. *Feidaki et al.* [21] reported that the shear resistance is about 170 to 320 kN. The initial stiffness is comparable to that of welded shear studs, and ductility is very high, with specimens designed for ductile response achieving at least 30 mm of slip capacity. This concept is particularly attractive for precast hollow-core floor units because it enables demountability through operations performed only from the top of the floor.

Pathirana et al. [22] and *Hosseini et al.* [23], [24] concluded that **blind bolts** generally provide shear resistance comparable to that of welded studs. However, their initial stiffness can be lower and remains sensitive to connector configuration and bolt-hole clearance [22], [24-26]. In direct shear tests, blind bolts reached an average ultimate resistance slightly higher than headed

studs, while their average stiffness was about 68% lower [23]. Distinct differences were also observed between the two variants, with BB1 (Figure 1l)) showing higher stiffness but lower ductility, and BB2 (Figure 1m)) showing higher strength and ductility, together with greater sensitivity to initial slip caused by hole clearance [22], [25], [26].

Chen et al. [26] reported that **through-bolt connectors** can provide peak load and ductility comparable to conventional welded studs, but they are typically characterised by a low initial slip load, which remains their main mechanical limitation.

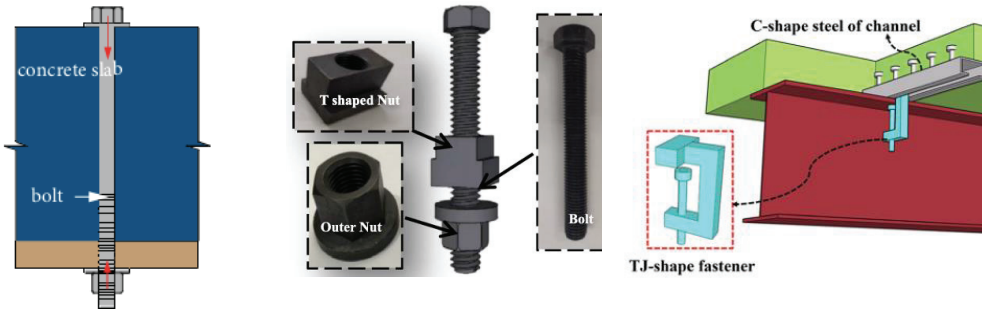
Threaded headed studs and non-embedded nut bolts (NENB) connectors have been shown to provide adequate shear resistance and ductile/slip capacity, making them attractive for reusable composite construction [27-29]. However, clearance in pre-drilled or oversized holes can lead to initial connector slip before bearing is fully mobilised, which may reduce the early-stage stiffness and temporarily weaken composite action between the steel and concrete/UHPC components [28-30]. The connector is shown in Figure 1n).

Single embedded nut bolts (SENB) improve on earlier bolted solutions by using a single embedded nut, as presented in Figure 1o), to mitigate slip and rotational effects within the hole and thereby enhance the initial elastic response. Even so, their behavior still includes clearance-induced slip before full bearing develops, and reported performance is approximately 95% of the shear resistance of comparable welded headed studs, but only about 50% of their stiffness at serviceability load levels [31], [32].

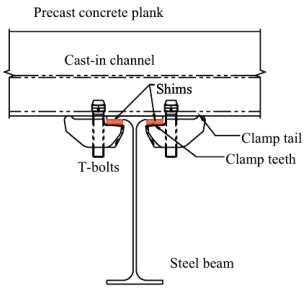
To further improve the behavior of embedded bolted shear connectors, **double-embedded-nut connectors (DENB),** shown in Figure 1p), have also been investigated by *Pavlović* [33], *Wang et al.* [34] and *Zhang et al.* [31]. The additional embedded nut increases the local bearing area, improves the initial stiffness, and can help delay local concrete crushing around the connector; it may also contribute to improved ductility depending on the concrete type, reinforcement details, and failure mode. However, the available evidence suggests that the clearest advantage of the double-embedded-nut arrangement is related to stiffness and local bearing behavior, while any increase in ultimate shear resistance relative to well-detailed SENB connectors is not consistently proportional to the added fabrication complexity.

Ren et al. [35] investigated an innovative **demountable H-section steel shear connector (DHSSC)** for steel girders and precast concrete slabs, in which an H-section steel element is connected through bolts and nuts, as shown in Figure 1r). Reported shear capacities ranged from about 953 to 1438 kN, and in the ductile failure mode, the characteristic slip capacity ranged from 13.86 to 28.94 mm. Satisfactory deformation capacity was achieved when yielding of the H-section steel connector, rather than bolt shearing, governed the response.

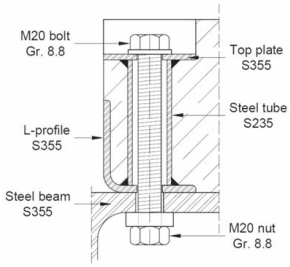
In addition to the connector types discussed above, several other demountable solutions have been proposed in recent years, including lock-bolt connectors [36-39], double-bolt coupler shear connectors [40-42], concrete-plug demountable shear connectors [43], and steel-yielding demountable bolt connectors (SYDBCs) [44].



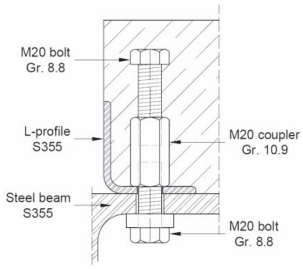
a) HSFG [34] b) T-ENBC [6] c) T-shaped bolt [7]



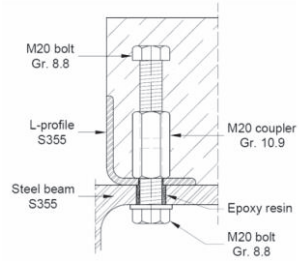
d) Clamping connector [9]



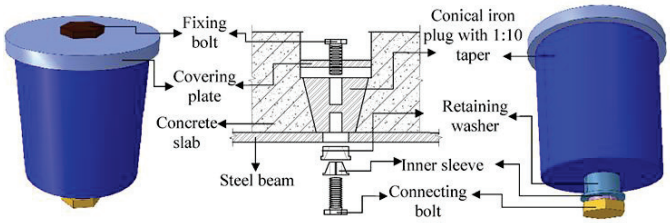
e) Cylinder system [15]



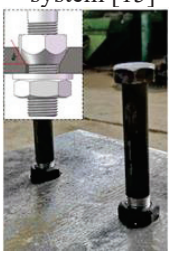
f) Coupler system [15]



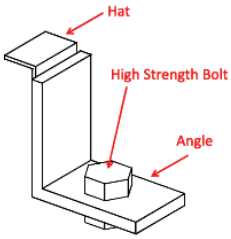
g) Resin-injected coupler system [15]



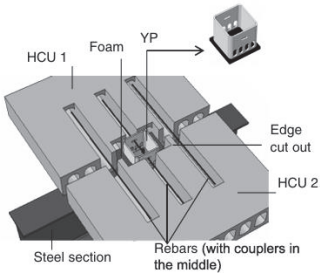
h) TIB [16]



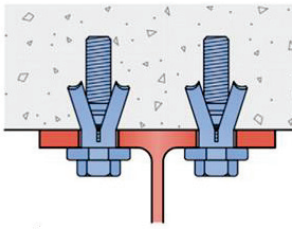
i) LNSC [17]



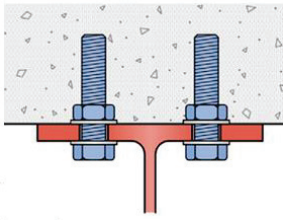
j) Bolted angle shear connector [19]



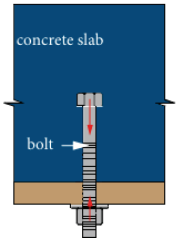
k) YP [21]



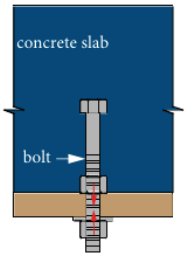
l) BB1 [45]



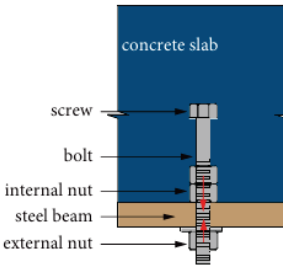
m) BB2 [45]



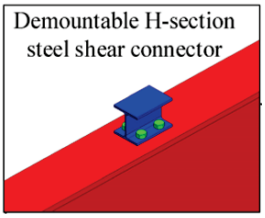
n) NENB [34]



o) SENB [34]



p) DENB [34]



r) DHSSSC [35]

Figure 1: Demountable shear connectors for steel-concrete composite floor systems

3. BEHAVIOR OF DEMOUNTABLE STEEL-CONCRETE COMPOSITE FLOOR SYSTEMS AT ELEVATED TEMPERATURES

Research on the fire behavior of demountable steel-concrete composite beams has only very recently emerged, driven by the need to validate these systems for real-world application in the context of circular construction. *Long et al.* [46] conducted the first experimental fire tests on prefabricated demountable composite beams with profiled steel decking, demonstrating that unprotected beams reach failure rapidly, while beams with appropriate passive fire protection can achieve a nominal fire resistance rating. In parallel, *Mansilla et al.* [14] performed push-out tests at elevated temperatures on two types of demountable connectors (cylinder and coupler systems), showing that the shear resistance degrades progressively with temperature, with the most significant loss occurring above 500 °C. Within the *FIREDUCE* project, *Mora et al.* [13] carried out full-scale beam bending tests under fire exposure, confirming that demountable composite beams equipped with a timber and mineral wool protection system can sustain their load-bearing capacity well beyond 90 minutes of standard fire exposure. Building on these experimental campaigns, the same authors developed a numerical model and subsequently an analytical method based on *EN 1994-1-2* [47] for evaluating the plastic bending moment capacity of demountable composite beams in fire, achieving good agreement with test results. Collectively, these studies indicate that existing Eurocode design provisions can be extended, with appropriate modifications, to demountable shear connection systems, and that such systems, when adequately protected, represent a viable solution for achieving standard fire resistance requirements in multi-storey buildings.

4. DIAPHRAGM BEHAVIOR OF DEMOUNTABLE STEEL-CONCRETE COMPOSITE FLOOR SYSTEMS

The structural integrity of composite buildings subjected to lateral actions, such as wind or seismic loads, depends strongly on the in-plane stiffness and strength of the floor diaphragms. In conventional composite construction, diaphragm action is commonly provided by cast-in-place concrete toppings, welded connectors, or other permanent jointing techniques. However, such solutions are generally incompatible with the principles of deconstructability, reparability, and component reuse. The development of fully demountable diaphragm systems therefore requires a detailed understanding of the force-transfer mechanisms between individual precast floor elements and the supporting steel frame, without relying on traditional wet joints or irreversible connections. This section reviews recent experimental and numerical investigations focused on the in-plane performance and force transmission capabilities of innovative demountable shear connection systems. *Chen et al.* [48] experimentally investigated a novel demountable interlocking web connection for precast floor diaphragms that relies on neither welding nor bolting. Through 17 monotonic in-plane shear tests, they demonstrated that failure can be deliberately directed to the demountable connectors by pairing low-strength connectors with high-strength faceplates, thus preserving the concrete slabs for reuse. A subsequent parametric FE study identified three distinct failure modes and provided corresponding design equations. *Wang et al.* [11] analysed the diaphragm behavior of a deconstructable composite floor system with precast planks and clamping connectors. Their full-scale FE diaphragm models under cyclic loading exhibited ductile behavior with no strength or stiffness degradation. Two limit states were observed: joint sliding between planks at lower compressive stresses, and clamp slip on the girder at higher stresses. Both were governed by friction, with concrete remaining largely undamaged.

5. CONCLUSION

The reviewed studies show the growing research interest in demountable steel-concrete composite floor systems, particularly in the last few years, driven by sustainability, circular

economy, and design-for-deconstruction principles. A wide range of demountable shear connectors has been proposed, with the main objective of achieving adequate initial stiffness, shear resistance, and ductility in order to ensure reliable composite action while enabling disassembly and reuse. Although several full-scale investigations have provided valuable insight into the global behavior of demountable composite beams and floor systems, the available research is still predominantly focused on push-out tests and the local response of individual connectors. Fire performance and diaphragm behavior represent especially important aspects that remain insufficiently explored. Recent studies indicate that demountable composite beams can achieve satisfactory fire resistance when adequate passive protection is provided, and that existing Eurocode-based approaches may be extended to such systems with appropriate modifications. In parallel, the available studies on diaphragm behavior suggest that demountable floor systems can develop a ductile in-plane response. However, this aspect has still been investigated for a limited number of structural configurations and connection details. Numerous authors have proposed connector-specific expressions for predicting shear resistance and stiffness of different demountable shear connector types; however, broader experimental validation is required before these formulations can be incorporated into design standards.

Recently, data-driven and machine-learning-based approaches have also begun to emerge in this field, particularly for predicting the shear resistance of demountable bolted shear connectors and supporting the development of design-oriented models. Future research should therefore place greater emphasis on full-scale testing, fire and post-fire performance, diaphragm action, robustness, resilience, and repeated disassembly-reassembly cycles. Such investigations are necessary for a more comprehensive structural verification of demountable composite systems and for their wider implementation in practical design.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was funded by the Innovation Pact "R2UTechnologies | Modular Systems" (C644876810-00000019), by the "R2UTechnologies" Consortium, co-financed by NextGenerationEU through the "Agendas for Business Innovation" investment of the Recovery and Resilience Plan (PRR).

The work was also supported by FCT/MCTES under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under the references UID/4029/2025 (https:doi.org/10.54499/UID/04029/2025), UID/PRR/04029/2025 (https://doi.org/10.54499/UID/PRR/04029/2025) and UID/PRR2/04029/2025 (https://doi.org/10.54499/UID/PRR2/04029/2025), and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020 (https://doi.org/10.54499/LA/P/0112/2020).

REFERENCES

[1] Z. Fang, L. Hu, H. Jiang, S. Fang, G. Zhao, and Y. Ma, "Shear performance of high-strength friction-grip bolted shear connector in prefabricated steel–UHPC composite beams: Finite element modelling and parametric study," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 18, p. e01860, Jul. 2023, doi: 10.1016/j.cscm.2023.e01860.

[2] Z. Fang, H. Fang, P. Li, H. Jiang, and G. Chen, "Interfacial shear and flexural performances of steel–precast UHPC composite beams: Full-depth slabs with studs vs. demountable slabs with bolts," *Engineering Structures*, vol. 260, p. 114230, Jun. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114230.

[3] Y. Zhang, Z. Cen, Z. Fang, and Y. Yang, "Experimental and theoretical research on the flexural behavior of demountable steel–precast UHPC composite beams with high-strength friction-grip bolts," *Structures*, vol. 82, p. 110539, Dec. 2025, doi: 10.1016/j.istruc.2025.110539.

[4] Y. Zhang, J. Zhang, B. Chen, and Y. Zhang, "Shear Mechanism of High-Strength-Friction-Grip Bolts in Steel and Steel-Fiber-Reinforced-Concrete Composite Beams," *Front. Mater.*, vol. 9, p. 899112, Apr. 2022, doi: 10.3389/fmats.2022.899112.

[5] M. Shakarami, M. Zeynalian, and A. Ataei, "Numerical study of the behavior of friction-grip bolted shear connectors in composite beams with cold-formed steel sections," *Thin-Walled Structures*, vol. 184, p. 110539, Mar. 2023, doi: 10.1016/j.tws.2023.110539.

[6] B. Chen, A. Liu, J. Zhang, F. Zhang, and M. A. Bradford, "Behavior of T-shaped embedded-nut bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite beams," *Engineering Structures*, vol. 272, p. 114983, Dec. 2022, doi: 10.1016/j.engstruct.2022.114983.

[7] W. Li, W. Chen, H. Fan, Z. Kong, J. Xiong, and J. Liu, "Experimental and numerical study on behavior of demountable T-shaped bolt shear connectors in sustainable composite beams," *Construction and Building Materials*, vol. 447, p. 138070, Oct. 2024, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.138070.

[8] L. Wang, M. D. Webster, and J. F. Hajjar, "Behavior of Deconstructable Steel-Concrete Shear Connection in Composite Beams," in *Structures Congress 2015*, Portland, Oregon: American Society of Civil Engineers, Apr. 2015, pp. 876–887. doi: 10.1061/9780784479117.075.

[9] L. Wang, M. D. Webster, and J. F. Hajjar, "Pushout tests on deconstructable steel-concrete shear connections in sustainable composite beams," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 153, pp. 618–637, Feb. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.10.020.

[10] L. Wang, M. D. Webster, and J. F. Hajjar, "Experimental Investigation of Deconstructable Steel-Concrete Shear Connections in Sustainable Composite Beams," in *Structures Congress 2017*, Denver, Colorado: American Society of Civil Engineers, Apr. 2017, pp. 34–47. doi: 10.1061/9780784480410.004.

[11] L. Wang, M. D. Webster, and J. F. Hajjar, "Diaphragm behavior of deconstructable composite floor systems".

[12] P. S. Mora, A. Espinós, C. Odenbreit, and M. L. Romero, "Eurocode-based design method to evaluate the plastic bending moment capacity of demountable steel-concrete composite beams in the fire situation," *Journal of Building Engineering*, vol. 123, p. 115843, Apr. 2026, doi: 10.1016/j.jobe.2026.115843.

[13] P. S. Mora, A. Espinós, C. Odenbreit, and M. L. Romero, "Experimental study on the flexural behaviour of demountable steel-concrete composite beams at room temperature and under fire exposure," *Engineering Structures*, vol. 341, p. 120880, Oct. 2025, doi: 10.1016/j.engstruct.2025.120880.

[14] R. Mansilla, A. Espinós, C. Odenbreit, I. Payá-Zaforteza, and M. L. Romero, "Characterization of the elevated temperature behaviour of demountable shear connectors in steel-concrete composite beams through push-out tests," *Structures*, vol. 59, p. 105810, Jan. 2024, doi: 10.1016/j.istruc.2023.105810.

[15] A. Kozma, C. Odenbreit, M. V. Braun, M. Veljkovic, and M. P. Nijgh, "Push-out tests on demountable shear connectors of steel-concrete composite structures," *Structures*, vol. 21, pp. 45–54, Oct. 2019, doi: 10.1016/j.istruc.2019.05.011.

[16] S.-S. Song, F. Xu, J. Chen, F. Qin, Y. Huang, and X. Yan, "Feasibility and performance of novel tapered iron bolt shear connectors in demountable composite beams," *Journal of Building Engineering*, vol. 53, p. 104528, Aug. 2022, doi: 10.1016/j.jobe.2022.104528.

[17] Luo et al., "Shear behavior of novel demountable bolted shear connector for prefabricated composite beam," The Hong Kong Institute of Steel Construction, Dec. 2022. doi: 10.18057/IJASC.2022.18.4.2.

[18] B. Karakuş, P. Arıkoğlu, and C. Topkaya, "Experimental and numerical investigation of steel-concrete composite beams with demountable bolted angle shear connectors,"

Engineering Structures, vol. 341, p. 120858, Oct. 2025, doi: 10.1016/j.engstruct.2025.120858.

[19] B. Karakuş, P. Arıkoğlu, and C. Topkaya, "Pushout tests on demountable bolted angle shear connectors for steel-concrete composite structures," *Engineering Structures*, vol. 317, p. 118701, Oct. 2024, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.118701.

[20] *Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. London: BSI, 2009.

[21] E. Feidaki, G. Vasdravellis, J. He, and S. Wang, "Steel-Yielding Demountable Shear Connector for Composite Floors with Precast Hollow-Core Slab Units," *J. Struct. Eng.*, vol. 145, no. 8, p. 04019076, Aug. 2019, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002356.

[22] S. Wijesiri Pathirana, B. Uy, O. Mirza, and X. Zhu, "Flexural behaviour of composite steel–concrete beams utilising blind bolt shear connectors," *Engineering Structures*, vol. 114, pp. 181–194, May 2016, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.01.057.

[23] S. M. Hosseini, F. Mashiri, and O. Mirza, "Parametric study of innovative bolted shear connectors using 3D finite element modelling," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 179, p. 106565, Apr. 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106565.

[24] S. M. Hosseini, M. S. Mamun, O. Mirza, and F. Mashiri, "Behaviour of blind bolt shear connectors subjected to static and fatigue loading," *Engineering Structures*, vol. 214, p. 110584, Jul. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110584.

[25] S. W. Pathirana, B. Uy, O. Mirza, and X. Zhu, "Strengthening of existing composite steel-concrete beams utilising bolted shear connectors and welded studs," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 114, pp. 417–430, Nov. 2015, doi: 10.1016/j.jcsr.2015.09.006.

[26] S. W. Pathirana, B. Uy, O. Mirza, and X. Zhu, "Bolted and welded connectors for the rehabilitation of composite beams," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 125, pp. 61–73, Oct. 2016, doi: 10.1016/j.jcsr.2016.06.003.

[27] X. H. Dai, D. Lam, and E. Saveri, "Effect of Concrete Strength and Stud Collar Size to Shear Capacity of Demountable Shear Connectors," *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 11, p. 04015025, Nov. 2015, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001267.

[28] J.-Y. Wang, J.-Y. Guo, L.-J. Jia, S.-M. Chen, and Y. Dong, "Push-out tests of demountable headed stud shear connectors in steel-UHPC composite structures," *Composite Structures*, vol. 170, pp. 69–79, Jun. 2017, doi: 10.1016/j.compstruct.2017.03.004.

[29] J.-Y. Guo, J.-Y. Wang, Y.-B. Wang, X.-L. Gao, and C. Bian, "Experimental study on demountable steel ultra-high performance concrete composite slabs under hogging moment," *Archiv.Civ.Mech.Eng*, vol. 22, no. 3, p. 137, Jun. 2022, doi: 10.1007/s43452-022-00458-w.

[30] M. C. Moynihan and J. M. Allwood, "Viability and performance of demountable composite connectors," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 99, pp. 47–56, Aug. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.03.008.

[31] Y. Zhang *et al.*, "Experimental and numerical analyses on the shear behavior of grouped single-embedded-nut high-strength bolts in steel–ultra-high-performance concrete composite slabs," *Journal of Building Engineering*, vol. 86, p. 108829, Jun. 2024, doi: 10.1016/j.jobe.2024.108829.

[32] M. Pavlović, Z. Marković, M. Veljković, and D. Buđevac, "Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 88, pp. 134–149, Sep. 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.05.003.

[33] M. S. Pavlović, "Resistance of bolted shear connectors in prefabricated steel-concrete composite decks".

[34] C. Wang, D. Cao, X. Liu, Y. Jing, W. Liu, and G. Yang, "Initial Elastic Stiffness of Bolted Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Structures," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2022, no. 1, p. 7008727, Jan. 2022, doi: 10.1155/2022/7008727.

[35] Z. Ren, J. Jia, X. Du, and Y. Bai, "Shear behavior of demountable H-section connectors in composite beams with steel girder and precast concrete slab," *Thin-Walled Structures*, vol. 221, p. 114437, Mar. 2026, doi: 10.1016/j.tws.2025.114437.

[36] J. He, A. S. H. Suwaed, G. Vasdravellis, and S. Wang, "Behaviour and design of the 'lockbolt' demountable shear connector for sustainable steel-concrete composite structures," *Structures*, vol. 44, pp. 988–1010, Oct. 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2022.08.062.

[37] J. He, S. Feng, G. Vasdravellis, H. Xin, J. A.F.O. Correia, and F. Berto, "Behaviour of the lockbolt demountable shear connector under combined shear and tension loading," *Engineering Failure Analysis*, vol. 141, p. 106712, Nov. 2022, doi: 10.1016/j.engfailanal.2022.106712.

[38] J. He, A. S. H. Suwaed, and G. Vasdravellis, "Horizontal pushout tests and parametric analyses of a locking-bolt demountable shear connector," *Structures*, vol. 35, pp. 667–683, Jan. 2022, doi: 10.1016/j.istruc.2021.11.041.

[39] J. He, S. Feng, G. Vasdravellis, and T. Liu, "Cyclic inelastic performance evaluation of locking bolt demountable shear connectors in steel-concrete composite structures," *Engineering Structures*, vol. 318, p. 118690, Nov. 2024, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.118690.

[40] F. Yang, Y. Liu, Z. Jiang, and H. Xin, "Shear performance of a novel demountable steel-concrete bolted connector under static push-out tests," *Engineering Structures*, vol. 160, pp. 133–146, Apr. 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.01.005.

[41] F. Yang, Y. Liu, H. Xin, and M. Veljkovic, "Fracture simulation of a demountable steel-concrete bolted connector in push-out tests," *Engineering Structures*, vol. 239, p. 112305, Jul. 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112305.

[42] A. Chen, F. Yang, F. Wu, and Y. Liu, "Experimental and numerical study on the shear performance of demountable steel-concrete double-bolt connectors," *Journal of Building Engineering*, vol. 118, p. 114955, Jan. 2026, doi: 10.1016/j.jobe.2025.114955.

[43] L. Xiong, F. Kong, J. He, L. Li, and Y. Fu, "Demountable connections for enhanced resilience: An analytical and numerical assessment of steel-concrete composite beams," *Journal of Building Engineering*, vol. 70, p. 106392, Jul. 2023, doi: 10.1016/j.jobe.2023.106392.

[44] Y.-B. Luo and J.-B. Yan, "Developments of prefabricated steel-concrete composite beams with novel steel-yielding demountable bolt connectors," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 190, p. 107123, Mar. 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.107123.

[45] H. Ban, B. Uy, S. W. Pathirana, I. Henderson, O. Mirza, and X. Zhu, "Time-dependent behaviour of composite beams with blind bolts under sustained loads," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 112, pp. 196–207, Sep. 2015, doi: 10.1016/j.jcsr.2015.05.004.

[46] J. Long *et al.*, "An experimental investigation of the fire behaviour of demountable composite beams with profiled steel decking," *Engineering Structures*, vol. 307, p. 117944, May 2024, doi: 10.1016/j.engstruct.2024.117944.

[47] *Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2, General rules. Structural fire design*. London: British Standards Institution, 2014.

[48] P. Chen, J. Guo, and T.-M. Chan, "Experimental and analytical investigation on the shear behaviour of a demountable interlocking connection applied in precast floor diaphragms," *Thin-Walled Structures*, vol. 208, p. 112696, Mar. 2025, doi: 10.1016/j.tws.2024.112696.

E-29
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026010J

Isidora Jakovljević[1], Jelena Dobrić[2], Nina Gluhović[2], Milan Spremić[2], Aljoša Filipović[2]

RECLAIMED BEAM LENGTH ADJUSTMENT VIA INNOVATIVE AND TRADITIONAL STRUCTURAL JOINT SOLUTIONS

Summary: The reuse of structural steel elements is an effective strategy for reducing the environmental impact of construction. However, the practical application of reclaimed steel members may be limited by geometric incompatibilities between existing member dimensions and the requirements of new structural systems. The possibility of adjusting the effective length of reclaimed beams in new frame structures is investigated using an innovative beam-to-column joint solution. Based on experimental tests, advanced FE models of the proposed joint were developed, validated and integrated into an FE frame model. An additional frame model incorporating conventional solutions, including a beam-to-column end-plate joint and a splice connection, was also developed. The structural performance of the innovative joint integrated within the frame structure is evaluated through comparative analysis, with emphasis on moment–rotation behaviour at SLS and ULS.

Keywords: bolted connection, demountable structure, reuse, moment-resisting joint, moment frame, moment–rotation

PRILAGOĐAVANJE DUŽINE PRETHODNO KORIŠĆENE GREDE PRIMENOM INOVATIVNIH I TRADICIONALNIH REŠENJA VEZA

Rezime: Ponovna upotreba elemenata čeličnih konstrukcija predstavlja efikasnu strategiju za smanjenje negativnih uticaja građevinske industrije na životnu sredinu. Međutim, praktična primena prethodno korišćenih čeličnih elemenata može biti ograničena geometrijskim nekompatibilnostima između dostupnih elemenata za ponovnu upotrebu i zahteva novoprojektovane konstrukcije u koju je potrebno ove elemente ugraditi. U ovom radu ispitivana je mogućnost prilagođavanja dužine prethodno korišćene grede novoj ramovskoj konstrukciji primenom inovativnog rešenja veze greda-stub. Na osnovu eksperimentalnih rezultata razvijeni su i validirani složeni numerički modeli predložene veze, koji su potom integrisani u numerički model čeličnog rama. Takođe, formiran je dodatni model rama u kom su primenjena tradicionalna rešenja, poput momente veze greda-stub sa čeonom pločom i montažnog nastavka grede sa podvezicama. Konstrukcijske karakteristike inovativne veze u okviru ramovske konstrukcije analizirane su kroz komparativnu analizu, sa posebnim osvrtom na relaciju moment–rotacija pri graničnim stanjima upotrebljivosti i nosivosti.

Ključne reči: veza sa zavrtnjevima, demontažna konstrukcija, ponovna upotreba, momentna veza, ramovski nosač, moment–rotacija

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Republic of Serbia, isidora@imk.grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Republic of Serbia

1. INTRODUCTION

The reuse of reclaimed steel elements recovered from disassembled structures and their integration into newly designed structures represents a more environmentally favourable option than steel recycling. The global warming potential (GWP) of steel produced in electric arc furnaces using 85–100% recycled scrap typically ranges from 0.4 to 0.7 kg CO_2e/kg of steel [1]. In contrast, when steel elements are directly reused, most of the emissions associated with steel production are avoided. Although steel reuse may result in additional environmental impacts related to deconstruction, transportation, element inspection and required modification and fabrication in the shop, the overall reduction in greenhouse gas emissions compared with steel recycling is estimated to range from 60% to 90% [2].

Despite these environmental benefits, several barriers limit the widespread adoption of steel reuse in practice. These include the limited availability of reclaimed steel elements, dependence on demolition schedules, uncertainty regarding future supply, and potentially higher costs associated with testing and logistics [3]. Furthermore, the dimensions of reclaimed elements may not match the requirements of new structures, i.e. the available beam lengths may be insufficient for the desired structural spans. To address this challenge, specially designed adaptable construction joints for beam-to-column connections have been proposed in recent years. These joints are intended to facilitate the reuse of structural members across multiple life cycles by accommodating varying span requirements and enabling flexible structural configurations, while also offering simple assembly and disassembly. Both pinned connection solutions [4], [5] and moment-resisting connection solutions [6] have been developed for this purpose.

An innovative beam-to-column joint solution that enables beam length adjustment in steel moment-resisting frames through member extensions of approximately 100–200 mm at each end has been proposed, developed, and investigated at the University of Belgrade within the Horizon Europe project Circ-Boost. Initially, prototype testing was conducted under laboratory conditions to evaluate two different joint geometries and examine the influence of using reclaimed rather than newly manufactured steel for the joint components [7], [8]. Following the experimental campaign, advanced finite element (FE) models were developed and validated against the test results. These models were subsequently employed in a comprehensive parametric study to enhance the joint design and improve its structural efficiency [8]. In the next phase, the FE model of the final joint configuration was incorporated into a structural frame model, and its performance was assessed with respect to various parameters, including frame span and column support conditions [9]. The proposed joint design was subsequently implemented in the steel frame of a pilot house to be constructed in the courtyard of the Faculty of Civil Engineering. The frame structure will serve as a testbed for monitoring and experimentally assessing its performance under serviceability loading conditions [10]. Additionally, the pilot house will not only demonstrate the proposed beam-to-column joint solution but also highlight a broader range of circular and sustainable construction technologies, including a demountable steel column base, a reusable steel–concrete composite slab with profiled steel sheeting, prefabricated concrete columns incorporating recycled aggregates, and other innovative solutions designed to facilitate material reuse and resource-efficient construction.

To further familiarise the construction community with the proposed demountable beam-to-column joint for steel moment-resisting frames and to assess its performance relative to conventional solutions for beam length adjustment, a comprehensive numerical study was conducted according to previously validated FE models. The results are presented, analysed, and discussed in this paper, providing a comparative assessment of the moment–rotation behaviour of the investigated joint solutions under both serviceability limit state (SLS) and ultimate limit state (ULS) conditions. The influence of key parameters, including frame span and friction coefficient in connections with preloaded bolts, was examined to evaluate their effects on joint response for both the innovative and traditional structural joint configurations.

2. INNOVATIVE VS. TRADITIONAL JOINT SOLUTIONS

The proposed innovative joint is intended for use in steel moment-resisting frames composed of I-section beams and columns. The solution is based exclusively on mechanical fasteners, i.e. bolts, eliminating the need for welded connections. This approach ensures full demountability of the joint, simplifies fabrication, and facilitates efficient assembly and disassembly on site. The joint is fabricated from standard hot-rolled steel sections and comprises: (1) a link element made from the same I-section as the beam, (2) T-stubs produced by cutting one flange from an I-section, and (3) cleats produced by cutting one flange from a U-section, as illustrated in Figure 1a. Two T-stubs connect the flanges of the beam and link element to the column flange, while two cleats connect the webs of the beam and link element to the column flange on both sides.

A key feature of the proposed solution is the adaptable link element positioned between the beam and the column, which enables adjustment of the beam length to suit the span requirements of a new structure. In typical applications, the link provides an extension of approximately 100–200 mm. The maximum achievable link length is governed by the dimensions of the associated joint components, i.e. the availability of suitable hot-rolled sections for T-stubs and cleats.

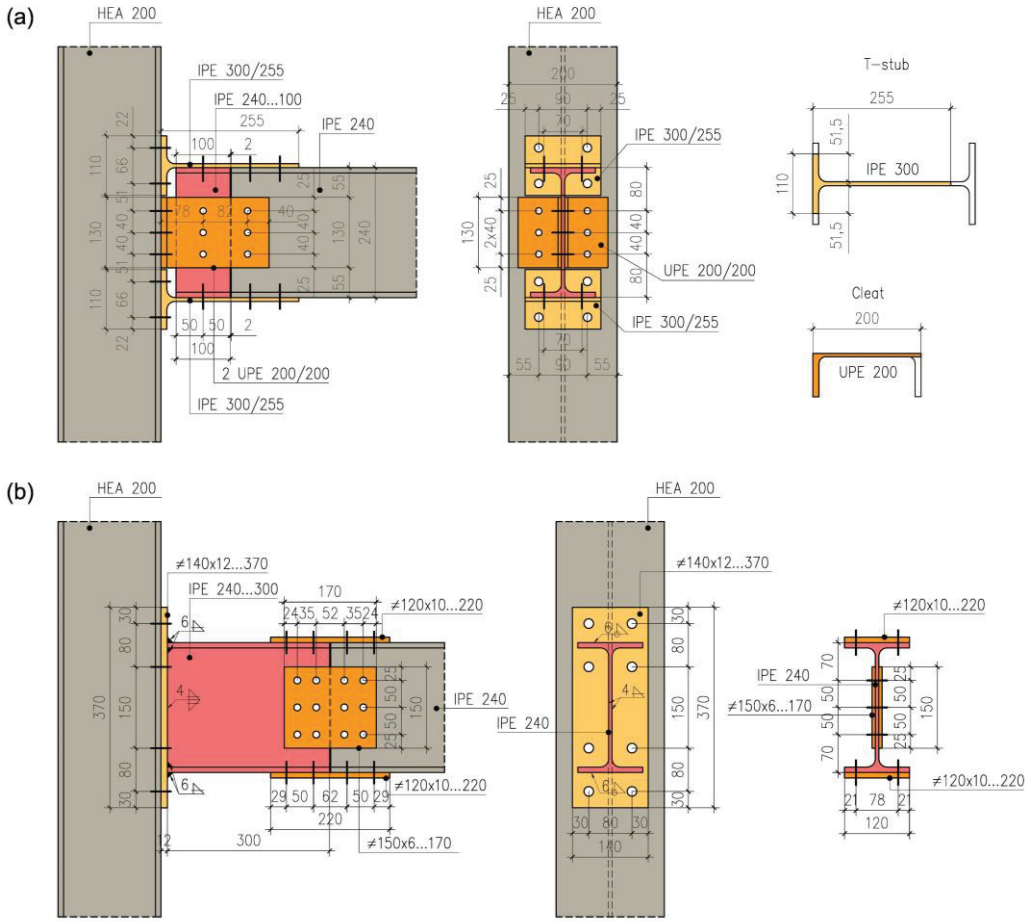


Figure 1: (a) Innovative joint solution, (b) Traditional joint solution

The investigated joint connects a hot-rolled HEA 200 column to an IPE 240 beam and incorporates a 100 mm long link element. The T-stubs are fabricated from IPE 300 sections, while the cleats are manufactured from UPE 200 sections. All structural components are made of S355 steel grade. The connection employs fully threaded bolts, grade 10.9, pretensioned to a preload force according to EN 1993-1-8 [11]. Since that friction coefficient has a major influence on the slip resistance of preloaded bolts, selecting an appropriate surface treatment and the corresponding friction coefficient is an important aspect of joint design. The influence of this parameter was subsequently investigated through an FE study. M16 bolts are used to connect the T-stubs to the column flange and to the flanges of the beam and link element, whereas M12 bolts are used to connect the cleats to the column flange and to the webs of the beam and link element. The presented joint configuration was selected based on the outcomes of a previously conducted numerical optimisation study [9]. Compared with the initial design investigated experimentally [7], [8], the finally adopted design provides increased moment resistance, enhanced rotational stiffness, and improved failure behaviour by preventing premature bolt failure.

For comparison purposes, a conventional solution for beam length extension was designed, consisting of an end-plate connection between the column and the link element, together with a splice connection between the link element and the beam. While the innovative solution transfers the bending moment using T-stubs and cleats via bolted tension and shear connections, the conventional approach separates these mechanisms: the end-plate connection transfers the load through fillet welds and bolts in tension, while the splice connection transfers the load through bolts in shear. The traditional joint configuration was designed to provide a comparable level of structural performance to the proposed innovative solution, thereby enabling a meaningful comparison in the subsequent analyses. As well as the innovative joint, the conventional joint connects a hot-rolled HEA 200 column to an IPE 240 beam. The end plate, with a thickness of 12 mm, is welded to the link element and connected to the column flange by M16 bolts. The splice connection consists of flange plates with a thickness of 10 mm and web plates with a thickness of 6 mm. Bolts M16 are used in the flange splice plates, while bolts M12 are used in the web splice plates. As in the innovative joint solution, all structural components are fabricated from S355 steel, while all bolts are fully threaded, preloaded high-strength bolts of grade 10.9. Unlike the innovative joint, the conventional solution requires a longer link element to accommodate the splice connection. Consequently, the link length was increased from 100 mm to 300 mm, as the proposed traditional configuration could not be practically realised with a 100 mm link. The adopted length of 300 mm was selected to represent a relatively small beam length extension while maintaining a reasonable separation between the end-plate connection and the splice connection.

To compare the innovative and conventional joint solutions in terms of material consumption and fabrication requirements, a summary of joint component weights, number of bolts, and welding requirements is presented in Table 1. As shown, both solutions require a similar amount of steel for joint components. However, the proposed innovative solution achieves a reduction in the number of bolts required for assembly and, more importantly, eliminates the need for welding operations entirely, simplifying the fabrication process.

Table 1: Material consumption for the two analysed joint solutions

Joint solution	Weight of steel sections and plates* [kg]	Number of bolts		Welding
		M12	M16	
Innovative	10.80	12	20	not required
Traditional	11.43	12	24	required

* *excluding beam, column and link sections, and excluding waste during component fabrication*

3. FE MODEL DEVELOPMENT

The comparative analysis of the innovative and conventional joint solutions was carried out by implementing each joint type within a one-bay steel frame and evaluating their performance under uniformly distributed vertical load applied along the beam span. The frame consisted of a 3 m high HEA 200 column and an IPE 240 beam with a variable span. The FE model of the frame was developed in the software Abaqus using the Dynamic Explicit solver. The modelling approach was based on previously validated numerical models of experimental tests performed on the innovative beam-to-column joint, as described in detail in Ref. [8]. The same modelling procedure was adopted for both joint solutions, with the only difference being the geometry of the beam-to-column connection.

The FE models are illustrated in Figure 2. Beam and column members were modelled using three-dimensional beam elements (B31), whereas the beam-to-column joint region was represented using eight-node linear brick elements with reduced integration (C3D8R). The mesh density was selected to ensure at least three FE through each plate thickness, while a minimum element size of 2 mm was adopted for bolts, washers, and adjacent regions.

The beam and solid regions of the model were connected using the multi-point constraint (MPC) Beam option. Previous investigations indicated that the influence of column base support type (pinned or fixed) on the joint response is relatively small for the analysed frame configurations subjected to vertical loading applied along the beam span [9]. Therefore, only the fully fixed support condition was considered in the present study ($u_x = u_y = u_z = r_x = r_y = r_z = 0$). As the joint behaviour was investigated under vertical loading applied along the beam span, symmetry boundary conditions were imposed at the beam mid-span ($u_z = r_x = r_y = 0$), allowing only half of the frame to be modelled and thereby reducing the computational effort. In addition, lateral deformations of both the beam and column were restrained to prevent out-of-plane instability.

Interactions between the solid components of the joint were modelled using the general contact option, with "hard" contact defined in the normal direction and a penalty friction formulation adopted in the tangential direction. In the conventional joint solution, the welded connection between the end plate and the link element was represented using a tie constraint

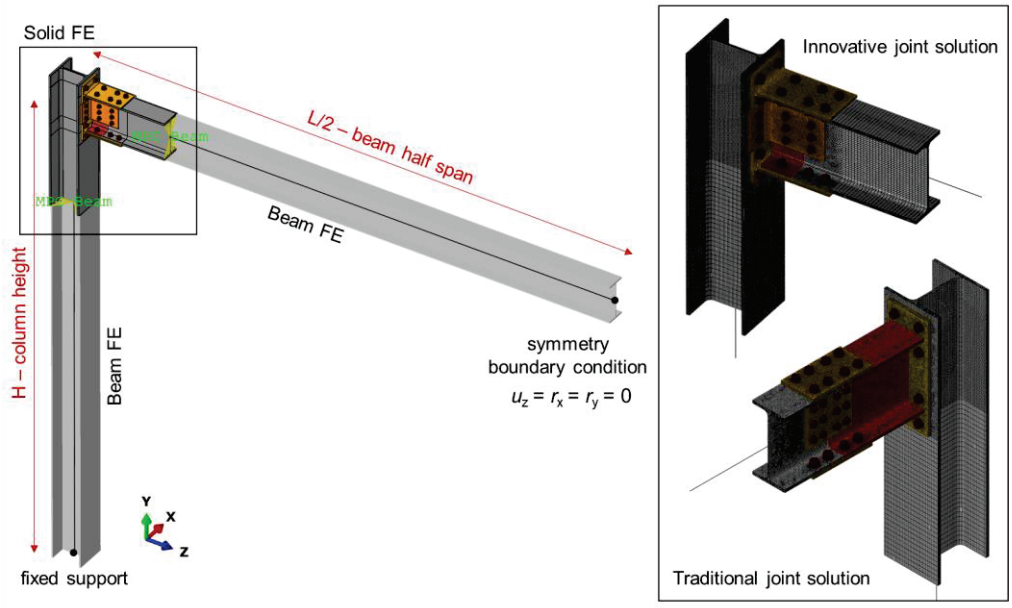


Figure 2: FE frame models

The numerical analysis was performed in two steps: (1) bolt preloading, with a duration of 100 s, and (2) load application, with a duration of 1000 s. A fixed time increment of 0.001 s was adopted through mass scaling to improve computational efficiency. Bolt preload was introduced by means of a temperature gradient, calibrated to generate the required full preload force at the end of the first step. In the second step, a uniformly distributed vertical line load was applied along the beam length. The load was introduced using a smooth-step amplitude function to ensure a gradual increase and minimise dynamic effects.

Material models were adopted from the previously validated FE simulations presented in Ref. [8], which were based on the results of tensile coupon tests. Structural steel was modelled using an elastic–plastic constitutive law, with the elastic response defined by the modulus of elasticity and Poisson's ratio, and the plastic response represented through experimentally derived true stress–strain curves. The bolts were modelled using the same material formulation, supplemented with a damage initiation and evolution model to enable the simulation of potential bolt failure.

Two parameters were varied through the numerical study: frame span and friction coefficient. Frame models with beam spans of 6 m, 7 m, and 8 m were analysed. The friction coefficient, μ, was assigned values of 0.20, 0.30, and 0.40, corresponding to friction surface classes D, C, and B, respectively, according to EN 1993-1-8 [11] and EN 1090-2 [12]. The selected parameter range enabled the assessment of both geometric and contact-related influences on the moment–rotation response of the innovative and conventional joint solutions.

4. RESULTS AND DISCUSSION

The moment–rotation curves obtained from the frame FE models and presented in Figure 3, illustrate the joint behaviour under a uniformly distributed vertical line load up to 20 kN/m acting on the beam. Considering that the analysed frame represents part of an industrial hall with a total roof load of approximately 2.5 kN/m^2 (including permanent and variable actions) and a frame spacing of 5–6 m, a uniformly distributed line load of 20 kN/m was assumed to represent the ULS. For the SLS, a line load of 14 kN/m was considered, and the corresponding point on each load–displacement curve is indicated in Figure 3. The bending moment was evaluated at the section corresponding to the beam-to-column joint, specifically at the column flange. Joint rotation was determined in accordance with EN 1993-1-8 [11] as the relative rotation between the beam and column, obtained by subtracting the column rotation from the beam rotation.

Each diagram in Figure 3 also includes the stiffness limits used for stiffness-based joint classification according to EN 1993-1-8 [11]. The rigid-joint limit was taken as $25EI_b/L_b$, while the nominally pinned-joint limit was taken as $0.5EI_b/L_b$, where E is the Young's modulus of steel, I_b is the second moment of area of a beam, and L_b is the beam span. As illustrated, both the proposed innovative joint solution and traditional joint solution behave as semi-rigid, with stiffness closer to that of rigid joints rather than nominally pinned ones.

The difference in behaviour between the traditional and innovative joint solutions becomes more pronounced for larger spans and lower friction coefficients. In particular, for the frame with an 8 m span and a friction coefficient of $\mu = 0.2$, the innovative joint develops lower bending moments than the traditional solution at both the SLS and ULS. This behaviour can be attributed to a slip occurring in the preloaded bolts subjected to shear, connecting the T-stubs to the beam flange. A similar response is observed for frames with an 8 m span and $\mu = 0.3$, and for frames with a 7 m span and $\mu = 0.2$. However, in these cases, the reduction in bending moment occurs only at the ULS. In contrast, for a friction coefficient of $\mu = 0.4$, the moment–rotation curve of the innovative joint lies above that of the conventional joint.

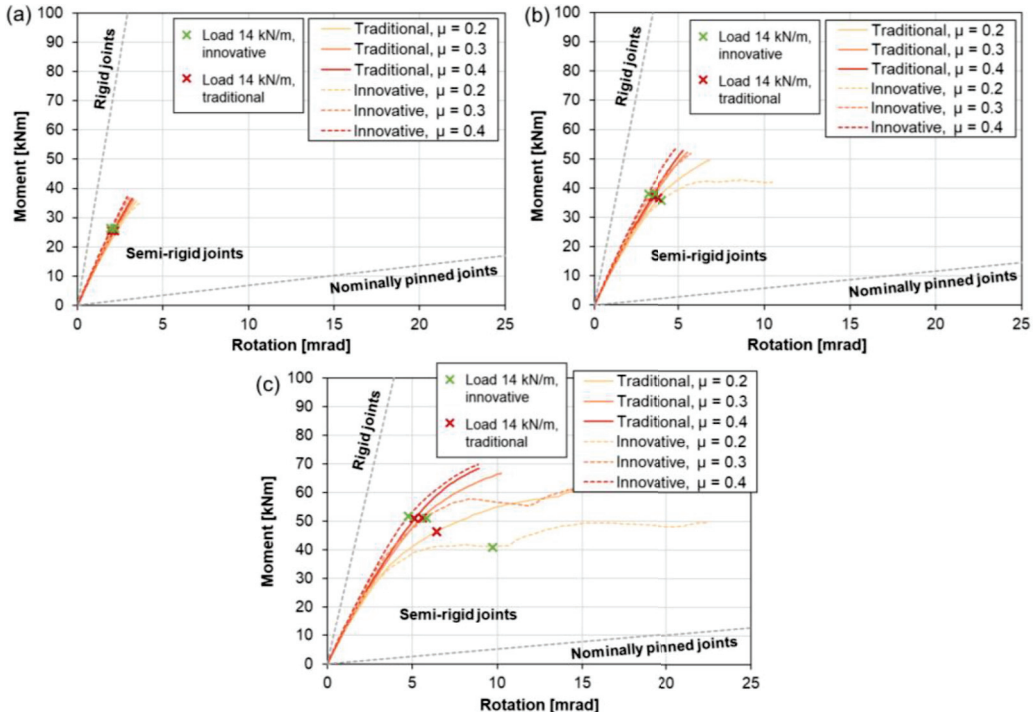


Figure 3: Moment–rotation curves of innovative and traditional joints in frames spanning: (a) 6 m, (b) 7 m, and (c) 8 m

To further explain this behaviour, the moment–rotation responses of frames with an 8 m span are presented in greater detail in Figure 4. As previously noted, joint rotation for both solutions was determined by subtracting the column rotation from the beam rotation (denoted as total rotation in Figure 4). In addition, a second measure of rotation was evaluated by subtracting the column rotation from the rotation of the link element (denoted as link rotation in Figure 4). A non-negligible difference in link rotation between the conventional and innovative joint solutions can be observed, with the innovative solution exhibiting smaller link deformations. However, bolt slip occurring at the T-stub–beam contact in the innovative joint results in increased beam rotation, which ultimately governs the overall moment–rotation behaviour. Consequently, for friction coefficients of $\mu = 0.2$ and $\mu = 0.3$, the total rotation of the innovative joint becomes larger than that of the conventional joint despite the smaller deformation of the link element. In the conventional solution, the difference between link rotation and total joint rotation is less pronounced. Nevertheless, the link rotation is greater than that observed in the innovative solution in all analysed cases. For $\mu = 0.4$, the bolt slip resistance is sufficient to limit relative movement at the T-stub–beam contact. As a result, the innovative joint exhibits slightly lower rotations and higher stiffness than the conventional solution.

The greater sensitivity of the innovative joint to bolt slip resistance, compared with the conventional solution, can be attributed to the number of bolts in shear connecting the link to the beam and the different force levels acting on these bolts in the two configurations. In the traditional solution, the splice connection is located 300 mm away from the end-plate joint. In contrast, the innovative joint features a substantially shorter link, resulting in a smaller distance between the column flange and the bolts connecting the T-stub to the link and beam. Consequently, larger bending moments are transferred through the splice connection of the innovative joint, leading to higher bolt shear forces and an increased likelihood of slip. As a result, bolt slip occurs at lower load levels and has a more pronounced influence on the overall moment–rotation response of the innovative joint.

The smaller link rotation observed in the innovative joint solution compared with the traditional joint is primarily associated with the column-to-link connection. The larger number of bolts connecting the link to the column flange in the innovative solution reduces the bending deformation of the column flange. Additional stiffness of the column-to-link connection is provided by the two cleats, which enhance the restraint between the column and the link.

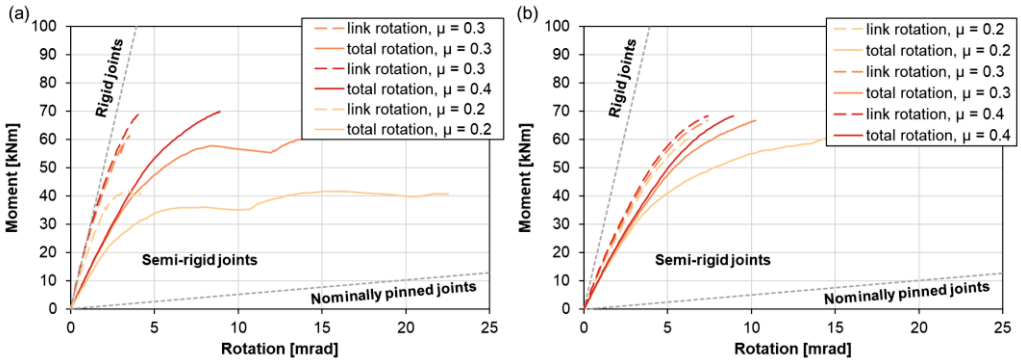


Figure 4: Moment–rotation curves in the frame spanning 8 m, obtained through beam rotation (total rotation) and link rotation: (a) Innovative joint, (b) Traditional joint

The described effects are illustrated in Figure 5, which shows the deformed configurations at ULS of the innovative and conventional joints for a frame with an 8 m span and a friction coefficient of μ = 0.2. At this load level, almost all components of the innovative joint remain within the elastic range. Only minor plastic deformations were observed in the T-stub due to local bending, whereas no plastic deformations were identified in the flange splice plate of the conventional joint. This difference can be attributed to the different force levels and smaller thickness of the T-stub web (7.1 mm) compared with that of the flange splice plate (10 mm). This results in larger bending moments, lower bending stiffness and consequently larger deformations of the T-stub web. Conversely, the conventional joint exhibits plastic deformations in the column flange and web, which are not observed in the innovative solution. As discussed previously, this difference is primarily related to the larger number of bolts arranged along the column flange and the presence of cleats in the innovative joint, which provide improved restraint and load transfer compared with the conventional joint. Overall, the presented response of the innovative joint demonstrates the potential of the proposed structural system for reuse in subsequent life cycles, as the primary load-bearing members (beam and column) remain within the elastic range even at the considered ULS load level. The demountable nature of the proposed joint enables the potential reuse of its individual components, or recovery and replacement if necessary.

To further compare the initial stiffness of the two analysed joint solutions, the obtained values are compared with the corresponding rigid-joint limit of $25EI_b/L_b$, as shown in Figure 6. In addition, the numerical values of the initial stiffness for all analysed joints are provided. For all analysed configurations, the innovative joint exhibits a higher initial stiffness than the conventional solution, with an increase of approximately 7–8%. The initial stiffness decreases with increasing frame span, by approximately 5% when the span is increased from 6 m to 7 m, and by 8–9% when the span is increased from 6 m to 8 m. Nevertheless, the ratio between the initial stiffness and the rigid-joint limit of $25EI_b/L_b$ increases with increasing span length. The influence of surface properties, represented by the friction coefficient, on the initial stiffness is relatively small. Increasing the friction coefficient from 0.2 to 0.3, or from 0.3 to 0.4, results in a stiffness increase of only 2–4%.

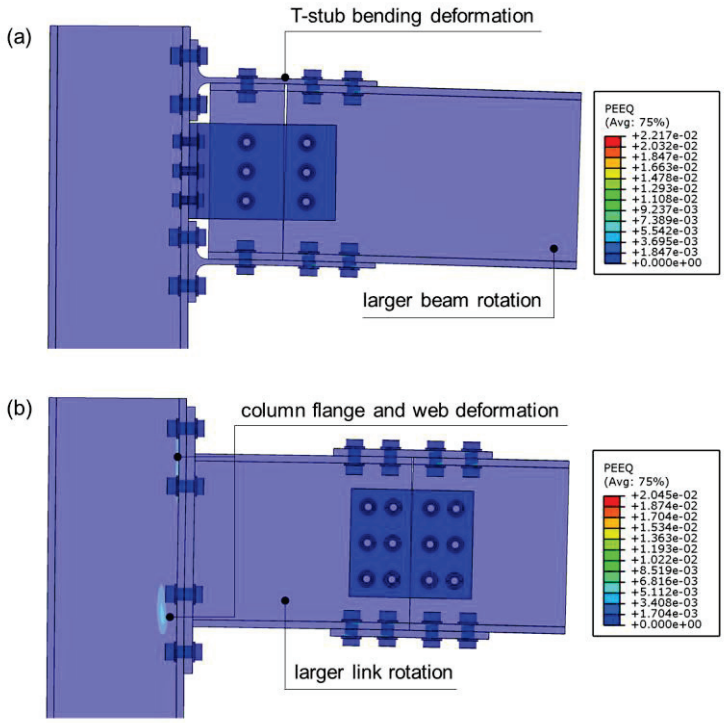


Figure 5: Deformed shapes at ULS in the frame spanning 8 m, μ = 0.2: (a) Innovative joint, (b) Traditional joint

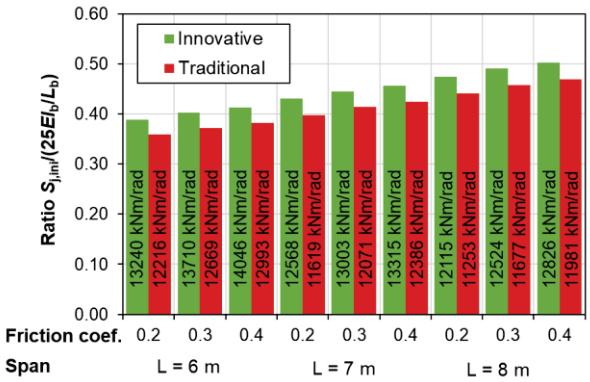


Figure 6: Ratio between the initial joint stiffness and the lower stiffness limit for rigid joints

To quantify the influence of the moment–rotation response of the analysed joints on the global frame behaviour, the beam mid-span deflections at SLS are presented in Figure 7. For frames with spans of 6 m and 7 m, the differences in beam deflection between the innovative and conventional joint solutions are minor. It is also worth noting that, in both cases, the calculated deflections satisfy the serviceability criterion of L/300. In contrast, the frame with an 8 m span exceeds this limit. For the 8 m span, the differences between the analysed models become more pronounced, with beam deflection increasing as the friction coefficient decreases. This trend is more evident for the innovative joint solution than for the conventional one. The largest deflection is obtained for the innovative joint with μ = 0.2, which exhibits a beam deflection approximately

10% greater than that of the corresponding conventional joint. In the remaining cases, the differences between the two joint solutions are relatively small.

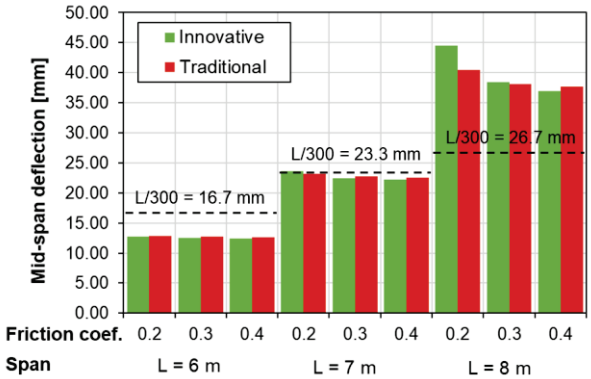


Figure 7: Beam mid-span deflections at load of 14 kN/m

5. CONCLUSIONS

The presented results provide a comparative assessment of the behaviour of the proposed innovative joint and the corresponding conventional joint solution. Both joint configurations were developed to accommodate minor beam length adjustments, which may be required when reclaimed steel beams are incorporated into new structures.

The results indicate that the two joint solutions exhibit comparable structural behaviour, particularly for shorter beam spans. The innovative joint is more sensitive to variations in surface class and friction coefficient, exhibiting larger rotations at ULS for frames spanning 7 m and 8 m with lower friction coefficients. Nevertheless, the innovative joint demonstrates a slightly higher initial stiffness than the conventional solution. According to EN 1993-1-8 [11], both joint configurations may be classified as semi-rigid. Differences in beam mid-span deflections at SLS are generally small, except for the frame spanning 8 m with a friction coefficient of $\mu = 0.2$, where a more pronounced increase in deflection is observed for the innovative solution.

Based on the presented results, it may be concluded that the proposed innovative joint provides satisfactory mechanical performance and may therefore be considered a practical solution when shorter beam length adjustments are required. From the perspective of material consumption and fabrication, its application is advantageous, as it requires fewer resources than the conventional joint solution. This benefit is particularly reflected in the elimination of welding operations.

However, the influence of surface condition on the moment–rotation response must be carefully considered during design. Particular attention should be paid to ensuring that the slip resistance of the bolts connecting the link and beam through T-stubs is not exceeded under the relevant design conditions, whether at SLS or ULS. Consequently, when reclaimed elements are prepared for reuse, their surfaces should be carefully treated before assembly to achieve the required friction performance. Similar considerations apply in subsequent reuse cycles, where the condition of the contact surfaces should be inspected and, where necessary, restored after each service life cycle to ensure the designed structural performance.

FUNDING SOURCES

This research is co-funded by the European Union, within the framework of the Horizon Europe project “Circ-Boost: Boosting the uptake of circular integrated solutions in construction value chains”, Grant No. 101082068.

REFERENCES

[1] "Steel Sustainability," Steel Calculator. Accessed: Jun. 10, 2026. [Online]. Available: https://steelcalculator.app/reference/steel-sustainability/

[2] J. Berglund-Brown and J. Ochsendorf, "Reusing Heavy-Section Steel in Buildings: Carbon Reduction Potential and Material Availability," *J. Archit. Eng.*, vol. 31, no. 2, p. 04025020, Jun. 2025, doi: 10.1061/JAEIED.AEENG-1918.

[3] D. Densley Tingley, S. Cooper, and J. Cullen, "Understanding and overcoming the barriers to structural steel reuse, a UK perspective," *Journal of Cleaner Production*, vol. 148, pp. 642–652, Apr. 2017, doi: 10.1016/j.jclepro.2017.02.006.

[4] X. Dai, J. Yang, D. Lam, T. Sheehan, and K. Zhou, "Experiment and numerical modelling of a demountable steel connection system for reuse," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 198, p. 107534, Nov. 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107534.

[5] C. Odenbreit, J. Yang, A. Romero, and A. Kozma, "A Lego-like steel-framed system for standardization and serial production," *Steel Construction*, vol. 16, no. 1, pp. 56–64, 2023, doi: 10.1002/stco.202200021.

[6] N. Janković, J. Dobrić, N. Gluhović, J. Conde, F. Ljubinković, and L. S. da Silva, "Numerical Characterization of Innovative Demountable Beam-Column Connections Using Long Bolts," *ce/papers*, vol. 7, no. 1–2, pp. 45–54, 2024, doi: 10.1002/cepa.3021.

[7] I. Jakovljević, J. Dobrić, N. Gluhović, and M. Spremić, "Moment-resisting beam-to-column joints in reusable building structures," in *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Barcelona, 8-10 September 2025*, Barcelona, 2025, pp. 805–810. doi: 10.1002/cepa.70180.

[8] I. Jakovljević, J. Dobrić, N. Gluhović, and M. Spremić, "Beam–to–column joint solutions for reusable moment-resisting steel frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 238, p. 110163, Mar. 2026, doi: 10.1016/j.jcsr.2025.110163.

[9] I. Jakovljević, J. Dobrić, N. Gluhović, and M. Spremić, "Performance and structural efficiency of demountable joints in reusable steel moment frames," in *Eurosteel 2026, Krakow, 16-18 September 2026 (accepted for publication)*, Krakow, 2026.

[10] "Pilot 3 – Belgrade, Serbia," Circ-Boost. Accessed: Jun. 11, 2026. [Online]. Available: https://circboostproject.eu/pilot-3-belgrade-serbia/

[11] EN 1993-1-8, *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints*. Brussels: CEN, 2005.

[12] EN 1090-2, *Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for steel structures*. Brussels: CEN, 2018.

ДГКС ASES | E-30
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026014G

Nina Gluhović[1], Milan Spremić[2], Isidora Jakovljević[2], Aljoša Filipović[2], Jelena Dobrić[2]

DEMOUNTABLE COLUMN BASE FOR REUSABLE MOMENT-RESISTING STEEL FRAMES

Summary: An innovative joint, constructed to allow steel columns to be easily removed and reused from concrete foundations, is proposed, contributing to the design for deconstruction and reuse practices. The connection assembly primarily consists of anchor couplers and anchors embedded in a concrete foundation, and a demountable upper part of the anchors, complemented by a base plate as well as bolts, flange and web cleats. Experimental tests and finite element modelling were employed to evaluate the joint performance. Advanced numerical models of the proposed joint were developed, validated against experimental data, and incorporated into numerical models of steel frames. Large-scale numerical models of frames were used to evaluate the structural performance and efficiency of the proposed joint. The study assessed the rotational stiffness and moment-rotation response of the proposed joint across different frame dimensions. The analysed joint was classified in compliance with the provisions specified in the standard EN 1993-1-8.

Keywords: column foundation joint, design for disassembly and reuse, moment-rotation characteristics, demountable steel frames

DEMONTAŽNO REŠENJE OSLANJANJA STUBOVA U CILJU PONOVNE UPOTREBE ČELIČNIH OKVIRNIH NOSAČA

Rezime: Sa ciljem da se u inženjersku praksu implementiraju principi projektovanja u svrhu demontaže i ponovne upotrebe konstrukcijskih elemenata, u radu je prikazano rešenje demontažnog oslanjanja čeličnih stubova na betonsku temeljnu konstrukciju. Konstrukcijsko rešenje ovakve veze integriše primenu mehničkih spojnica i ankera prethodno ubetoniranih u temelj, kao i demontažne gornje delove ankera uz upotrebu oslonačkih čeličnih ploča, zavrtnjeva i dodatnih komponenata za vezu ankera sa čeličnim stubom. Ponašanje veze opisano je rezultatima eksperimenta i numeričkim modelima. Složeni numerički modeli predložene veze razvijeni su i validirani na osnovu eksperimentalnih rezultata. Ovakav numerički model je potom integrisan u modele okvirnih čeličnih nosača, na kojima je vršena analiza efikasnosti predloženog rešenja demontažne veze u pogledu rotacione krutosti i nosivosti. Analizom su obuhvaćeni okvirni nosači različitih visina i raspona. Na osnovu dobijenih rezultata numeričke analize izvršena je klasifikacija veze u skladu sa odredbama standarda EN 1993-1-8.

Ključne reči: oslanjanje stubova, projektovanje u svrhu demontaže i ponovne upotrebe, moment-rotacija karakteristika veze, demontažni čelični okvirni nosači

[1] University of Belgrade Faculty of Civil Engineering, nina@imk.grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade Faculty of Civil Engineering

1. INTRODUCTION

With a linear economy as the dominant model, which relies on the "take-make-dispose" model, the construction industry is one of the major contributors to the generation of waste from construction and demolition [1]. The built environment demands intensive resource allocation, consuming half of all extracted raw materials. At the same time, EU construction and demolition activities contribute over 35% to waste production [2]. Therefore, the construction industry is experiencing growing pressure to be more resource-efficient and to reduce construction and demolition waste. To overcome this issue, effective integration of circular economy principles should be performed, and the primary objective should shift toward the prolonged, repetitive use of raw materials and structural elements, enhancing the long-term value of structural components. Nevertheless, less than 15% of structural steel components are currently reused across Europe [3]. Embracing the potential of structural elements and materials recycling and reuse, and putting the design for deconstruction and reuse (DfDR) processes into practice, is essential to implementing principles of the circular economy. Success demands cross-disciplinary collaboration, innovative design, early lifespan assessment, and demountable joint technologies.

1.1. DESIGN TOWARDS STEEL COLUMN BASE JOINT DEMOUNTABILITY

Considering traditional structural solutions for steel buildings, the demolition process often prioritises destructive and quick deconstruction methods, involving cutting and breaking of structural components, rather than careful dismantling. A crucial aspect in implementing DfDR principles is the design of innovative joint solutions that provide efficiency in the deconstruction process so steel structural elements can be easily disassembled, transported and reassembled at the end of each building's life cycle. Numerous innovative joint solutions, specifically designed for reusable moment-resisting steel frames, have been proposed in recent periods. Most of them are typically designed with adjustable beam-to-column joints which promote flexibility in structural element lengths, making it easier to adapt the structure to new layouts in future lifecycles [4-7]. Also, the efficient disassembly and reuse of the steel frame structures depend heavily on designing a fully demountable steel column base joint, which eliminates the need for extensive refurbishment. Demountable steel column base joints have recently been developed and tested through full-scale tests and monotonic or cyclic loading [8-11].

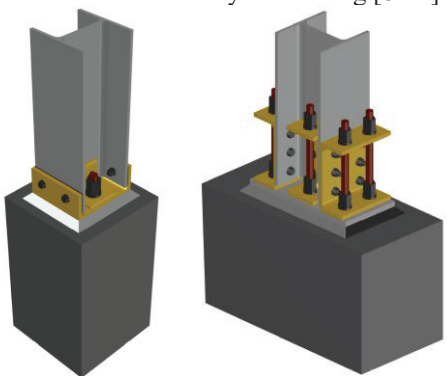


Figure 1: Demountable steel column-to-concrete foundation joint

Following the main DfDR principles, innovative design solutions for a fully demountable steel column-to-concrete foundation joint were developed and investigated at the University of Belgrade Faculty of Civil Engineering within the Horizon Europe project Circ-Boost. The proposed solutions, as shown in Figure 1, offer several advantages: (i) fully demountable joint with no welded connections, simplified and accelerated assembly and disassembly process; (ii)

use of mechanical fasteners, i.e. anchor couplers and bolts for foundation connection and individual steel components connections, providing an easy and independent fabrication process; (iii) inclusion of supplementary connection components, within various geometries and lengths of upper part of the anchors which allows adjustment of the steel joint and concrete foundation geometry. As part of the Circ-Boost Horizon project, a demountable steel column joint was evaluated through both experimental laboratory testing and subsequent finite element (FE) analysis. Furthermore, this innovative joint configuration was integrated into the steel frame of a pilot house, which will be constructed within the project.

The paper details the structural performance and efficiency of the demountable steel column base joint, performed through experimental prototype testing and numerical FE analysis. Advanced FE models were developed and validated against the test results and incorporated into large-scale numerical models of steel frames. This study evaluated the rotational stiffness and moment-rotation response of the proposed joint across various frame dimensions. Comparison of the results with the provisions specified in the standard EN 1993-1-8 [12] was obtained.

2. EXPERIMENTAL WORK

2.1. TEST MATRIX

The prototype testing within the Circ-Boost Horizon project was conducted under laboratory conditions to evaluate three demountable column base joint configurations within four large-scale specimens. The influence of the joint geometry on its structural behaviour was examined relative to the dimensions and position of the cleat components and the lengths of the upper portions of the anchors. Also, joints were tested to evaluate the effect of concrete foundation reusability and to demonstrate the joint demountability through the assembly and disassembly process. The detailed geometry of the one experimentally tested specimen is given in Figure 2.

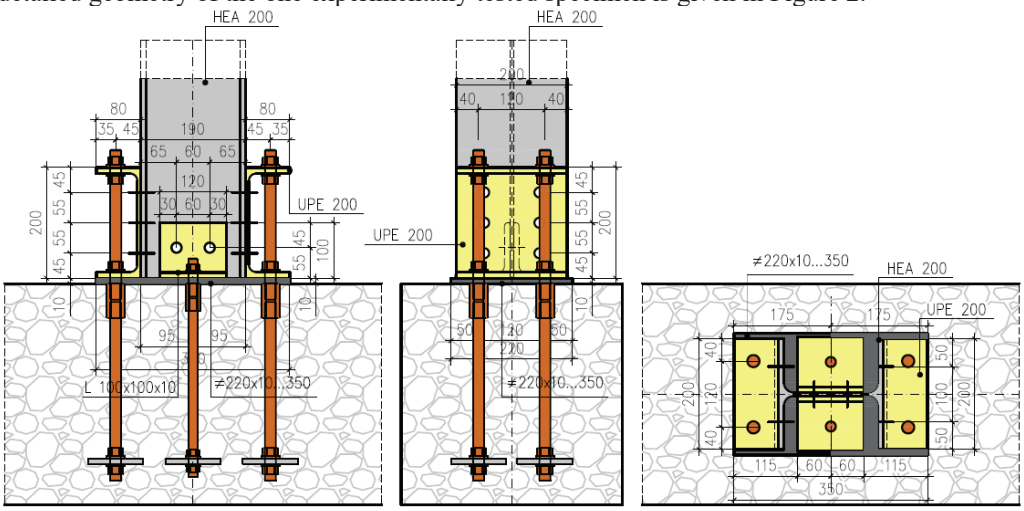


Figure 2: Experimentally tested demountable steel column joint geometry

The steel column features a hot-rolled HEA 200 profile, assembled using flange and web cleats fastened with fully threaded M16 bolts. Specifically, six bolts connect each column flange to the hot-rolled UPE 200 flange cleats, while two bolts secure the double-sided hot-rolled L100x10 web cleats. All bolt holes have a diameter of 18 mm. During assembly, the bolts were tightened to 75% of their nominal preload force [12]. To anchor the connection assembly to the foundation, fully threaded 20 mm diameter anchors attach to the flange cleats (two per cleat), whereas 16 mm anchors are utilised for the web cleats. The corresponding anchor hole diameters

feature 2 mm clearance. The specimen also incorporates a 220x10x350 mm base plate. The column foundation, measuring 40x40x180 cm, includes embedded reinforcement along with the lower sections of the anchors and anchor couplers.

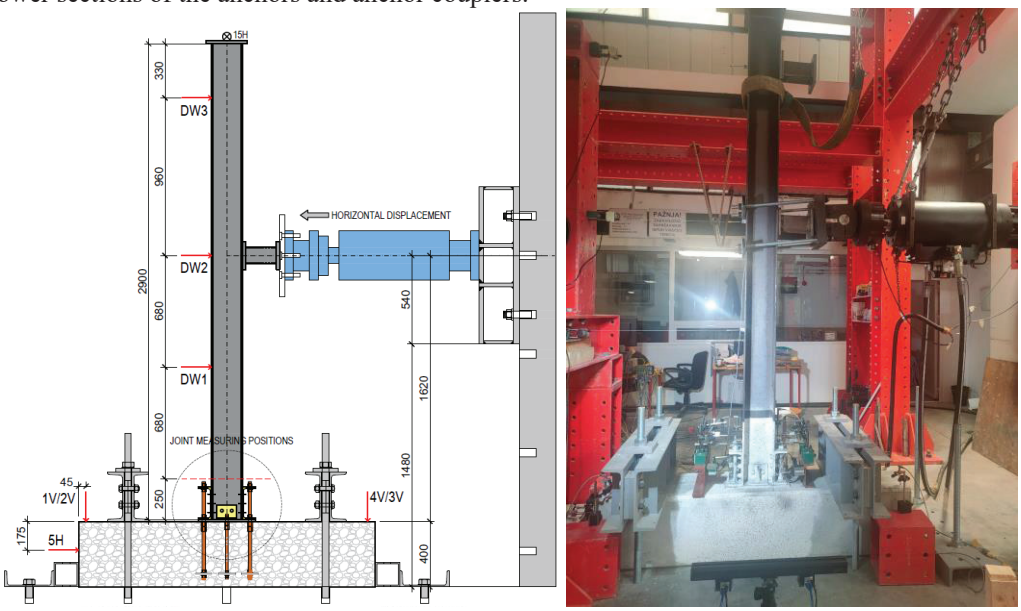


Figure 3: Test set-up

The experimental setup is given in Figure 3. The horizontal load was applied to the column through a hydraulic actuator, 1620 mm above the upper surface of the concrete foundation, with displacement controlled at a constant loading rate of 4.2 mm/min. Horizontal movement of the column in the plane of the hydraulic actuator was monitored using three draw-wire (DW) sensors over the column height, while out-of-plane movement of the column top was monitored using one linear variable displacement transducer (LVDT). To monitor the efficiency of the foundation fixing, five LVDTs were used to measure vertical and horizontal displacements relative to the laboratory strong floor. Moreover, in the proximity of the foundation, nine LVDTs were positioned to measure horizontal and vertical displacements of the steel column and flange and web cleats, together with a non-contact optical system based on the technology of Digital Image Correlation (DIC) [11]. Strain development in the steel column, cleat components and M20 anchors in the tension zone of the joint were monitored using 16 strain gauges (SG).

2.2. RESULTS OF EXPERIMENTAL TESTING

To evaluate the performance of the demountable column base joint, material properties of steel components and concrete foundation were determined. Flat coupons were machined from the web and flange of the hot-rolled steel profiles used for the specimen, whereas round coupons were obtained from the bolts and anchors. The yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u, obtained from the tensile tests, are summarised in Table 1. Based on these outcomes, all hot-rolled steel sections conform to structural steel grade S355. The tensile testing of the round coupons verified property class 8.8 for the bolts and anchors. The concrete compressive and tensile strength were continuously monitored after pouring till the day of the steel column-to-concrete foundation joint testing. Compressive strength and modulus of elasticity were determined on cylinders at 28 days (f_{cm}=53.4 MPa, E_{cm}=39.5 GPa). The tensile strength was also established from tests after 28 days (f_{ctm}=3.65 MPa). These tests confirmed that the concrete achieved the C45/55 strength after 28 days.

Table 1: Material properties of steel joint components

Joint component	Specimen position	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Column, HEA 200	web	439.0	555.6
	flange	427.0	546.5
Flange cleat, UPE 200	web	404.0	513.2
	flange	370.0	522.6
Web cleat, L 100x10	flange	315.0	439.2
Bolt M16		661.3	867.9
Anchor M20		795.0	927.5
Anchor M16		854.8	952.1

Test results of the demountable column base joint testing are given in Figure 4a, representing the moment-rotation curve, which is determined based on the DIC measurement of the steel column in the proximity of the connection to the steel base plate and concrete foundation. Moment is determined by multiplying the obtained horizontal force by the lever arm at the position of rotation measurements. The demountable column base joint was not tested till the failure, since the actuator's stroke limit was reached. Nevertheless, the results given in Figure 4a indicate that the joint exhibited a high level of post-plastic behaviour. Bending moment resistance, within the actuator's stroke limit, was reached at 96.45 kNm, with the ultimate rotation capacity of 154.4 mrad. The obtained initial stiffness of the joint was 4790 kNm/rad, representing the elastic behaviour of the joint. Considering classification requirements for the steel column base joint given in EN 1993-1-8 [12], test results indicate that the joint can be classified as a semi-rigid joint regarding stiffness classification and a partial-strength joint regarding classification by strength, as indicated in Figure 4b. The steel joint components and concrete foundation did not fail before the actuator reached its stroke limit. While the steel column, as the main joint component, remained in the elastic stress region, significant plastic deformation occurred in the flange cleats and long M20 anchors. Additionally, the long M20 anchors showed complex bending in both the tension and compression zones, with heavy plastic deformation in the accompanying nuts and washers in the tension zone close to the foundation connection, as shown in Figure 5a.

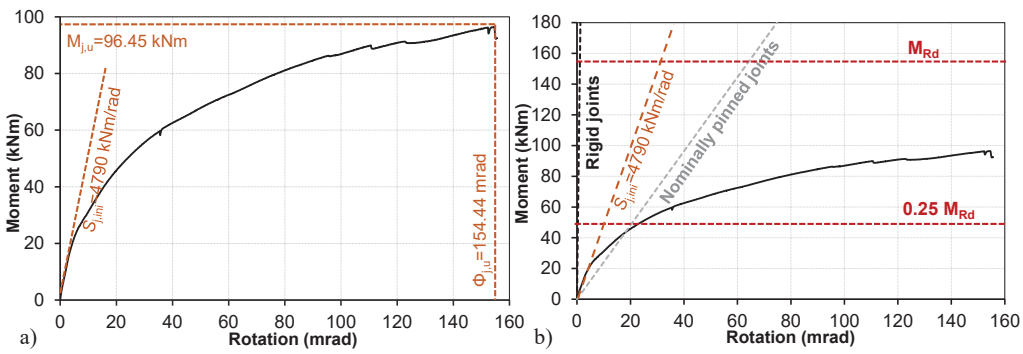


Figure 4: Test results: a) moment-rotation curve; b) joint classification

Demountability of the joint is demonstrated through the unbolting of all bolts from the main steel components and the anchors from anchor couplers, as shown in Figure 5b and 5c. This is supported by the absence of failure in the concrete and maintained structural integrity between the anchors and the anchor couplers. The flange cleats and anchors, which undergo a high level of plastic deformation, do not compromise disassembly, but it is not expected that they can be reused, while the column, as the main joint component, can be reused. The aforementioned conclusions relate to the loading levels close to the joint's resistance. However, under reduced loading, approximately 70% of the established resistance, which aligns with the serviceability limit state, the cleats stay within the elastic range, making them suitable for reuse.

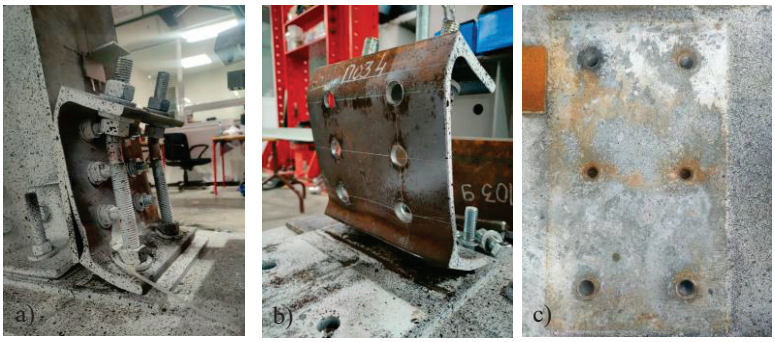


Figure 5: Specimen disassembly: a) joint upon testing; b) flange cleats upon unbolting; c) concrete foundation after steel joint components demounting

3. NUMERICAL ANALYSIS OF DEMOUNTABLE STEEL COLUMN BASE JOINT

3.1. JOINT FE MODEL DEVELOPMENT AND APPLICATION IN STEEL FRAMES

Numerical FE analysis for both the experimentally tested column base joint and steel frame FE model was performed using the software Abaqus [13], with the Dynamic Explicit Solver.

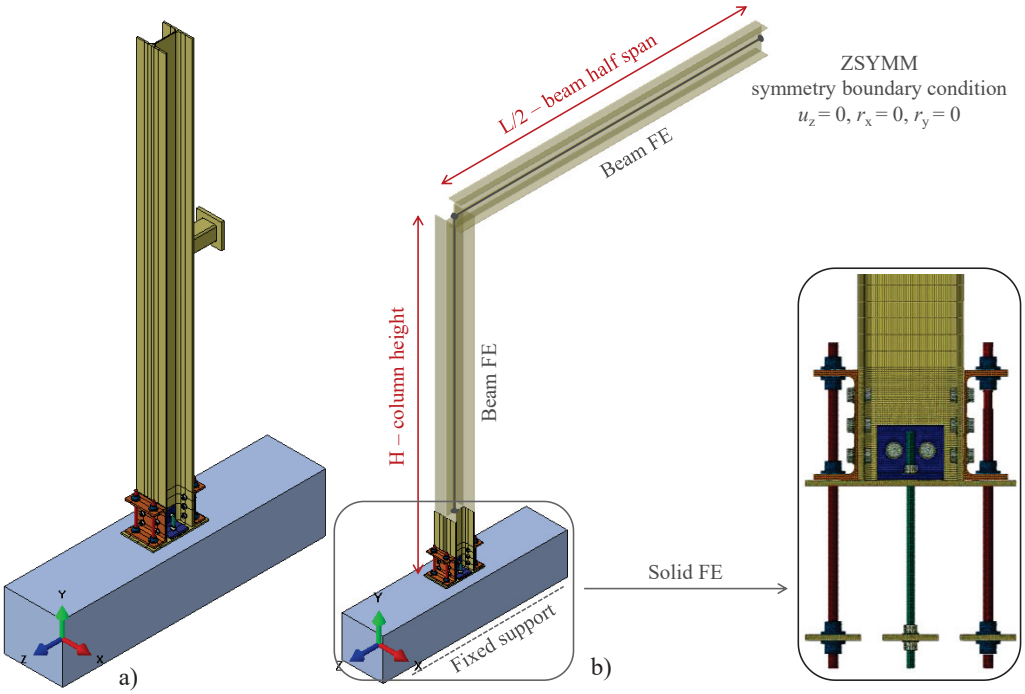


Figure 6: FE models: a) steel column base joint test; b) steel frame model

The first part of the numerical analysis was focused on the FE model development for the experimentally tested column base joint and validation of this model against the test results. All joint components were modelled as solid parts, as illustrated in Figure 6a. The FE simulation was performed through two steps: bolt preloading and horizontal load application. To simulate bolt preloading, a specific temperature gradient was applied. The horizontal load was applied as displacement control, using a smooth step amplitude function and a 1E-06 time increment for the

mass scaling method. The following boundary conditions were implemented: fixed supports for the concrete foundation bottom surface, whereas the end of the short steel element, used to apply horizontal load by the actuator, was restrained from lateral displacement and longitudinal rotation. Contacts between different FE model components were defined using general contact: "hard" contact in the normal direction, and penalty contact in the tangential direction, with a friction coefficient of 0.15 for steel components, 0.4 for contact between the steel base plate and foundation upper surface and 0.9 for embedded anchors within the foundation. All steel components were meshed with C3D8R elements and varied mesh sizes throughout the model, from 2 mm in bolts and bolt holes, to the 10 mm elements at the column upper end. The concrete foundation was meshed with C3D10M finite elements with varied sizes from 4 mm around anchors to 25 mm to the edge of the foundation. The material behaviour was modelled to match the experimental testing, i.e. steel material properties were assigned as true stress-strain curves according to the tensile test, and the Concrete Damage Plasticity model was used to describe concrete behaviour under uniaxial compression according to the model proposed by Pavlović et al. [14] and for tension according to Vigneri et al. [15].

The second phase of FE analysis was focused on the evaluation of the joint behaviour across various steel frame spans and heights. Therefore, the validated FE model of the steel column base joint was incorporated in the steel frame FE model, as illustrated in Figure 6b. Beam elements B31 with a 50 mm size were used to model the column and beam, while the joint region was modelled using solid elements, following the previously validated numerical joint models. The solid and beam parts, as well as two beam parts, were connected using an MPC constraint type Beam. The analysis comprised two steps retained from the validated joint models: bolt preload and load application. Uniformly distributed line loads were applied: a vertical line load with an amplitude of 20 kN/m on the beam, and an 8 kN/m horizontal line load on the steel column (direction from the adjacent support). To reduce computational time, symmetry boundary conditions were imposed at the beam mid-span, while the fixed supports were imposed on the concrete foundation bottom surface. The cross-sections, HEA 200 for the column and IPE 240 for the beam, were kept constant throughout the analysis, while the steel frame dimensions varied between 6.0 m and 8.0 m for beam span and 3.0 m and 6.0 m for column height. Contacts between different FE model components, as well as the mesh size of solid FE model parts and material models, were kept the same as previously described for the FE model of the steel column joint.

3.2. VALIDATION OF JOINT FE MODEL BASED ON EXPERIMENTAL RESULTS

The comparison of moment–rotation curves between experiments and FE analysis is given in Figure 7. The FE analysis indicates the sensitivity of the results considering the size of the holes in the specific joint components. The notation in the FE model name is: COL – column, CLE – cleat components, C – 2 mm clearance and WC – without clearance on the related component.

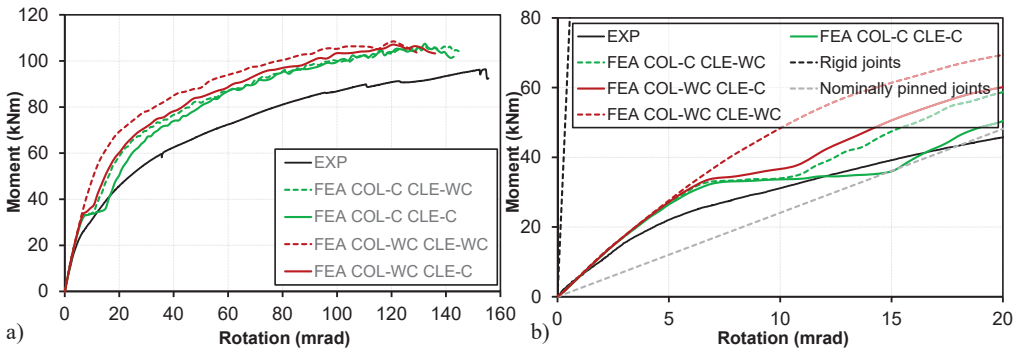


Figure 7: FE analysis results: a) moment-rotation curve; b) initial stiffness

The test results do not indicate that the preloaded bolts slip, while the FE analysis indicates small sensitivity of the test results considering the size of the bolt holes. This influence is mostly related to the overall moment-rotation behaviour, while the initial stiffness of the joint is not influenced by hole size, as shown in Figure 7b. Nevertheless, the observed difference in joint rotation and moment resistance between FE analysis and test results is 7% and 12%, respectively.

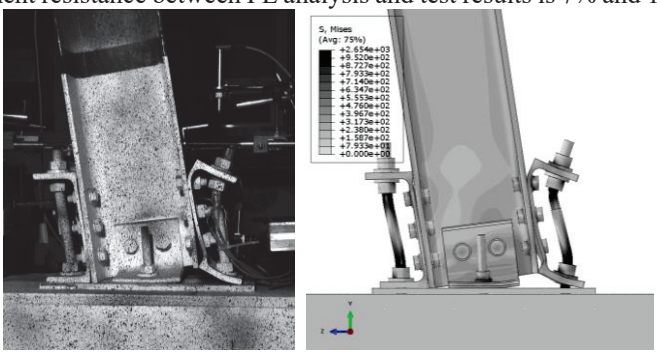


Figure 8: Deformed joint configuration – experimental vs. FE

The difference in the obtained results is highly sensitive to geometric imperfections of the specimen upon bolting and anchoring vs. geometric idealisation and centric position of bolts and anchors in accompanying holes, contact modelling and friction coefficient assumptions, and bolt pretensioning and installation conditions of the anchor assemblies. However, the deformed configuration of the joint gained through FE analysis gives satisfactory agreement with the test results, as presented in Figure 8. Also, numerical simulations indicated that the concrete sustained only minor damage in both compression and tension, localised in the proximity to the anchors.

3.3. RESULTS OF STEEL FRAME FE ANALYSIS

Moment–rotation curves obtained from steel frame FE models, together with joint classification by stiffness [12], are presented in Figure 9. Following EN 1993-1-8 [12], the lower limit for rigid joints is defined as $30EI_c/L_c$. The upper limit for nominally pinned joints is not explicitly defined, but the limit defined as $0.5EI_c/L_c$ was used. Results given in Figure 9 indicate that the proposed joint within the steel FE frame models behaves as semi-rigid.

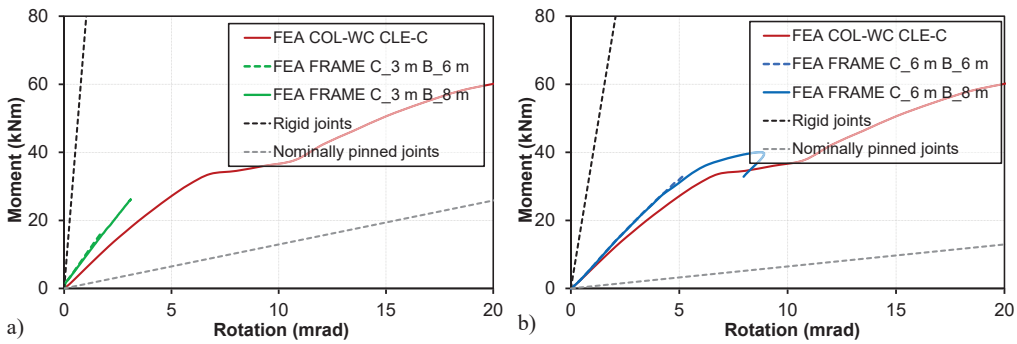


Figure 9: Moment-rotation curves: a) 3.0 m column height; b) 6.0 m column height

Stiffness classification of steel column base joint is influenced by Young's modulus of steel E, the column second moment of area I_c, and the column height L_c. The frame FE analysis included two column heights, 3.0 and 6.0 m, in combination with 6.0 m and 8.0 m beam spans, even though the stiffness classification according to EN 1993-1-8 [12] is not influenced by beam length. The variation in beam spans was adopted to obtain a higher level of bending moment at the steel column base joint, under the same line loads. As illustrated in Figure 9, the beam length

has a minor influence on the initial stiffness, and for all analysed steel frames the moment-rotation curves are within the elastic limit behaviour, except the steel frame with 6.0 m column height and 8.0 m beam length, which developed a high level of plastic deformation. On the other hand, as expected, the column height has a significant influence on the joint initial stiffness.

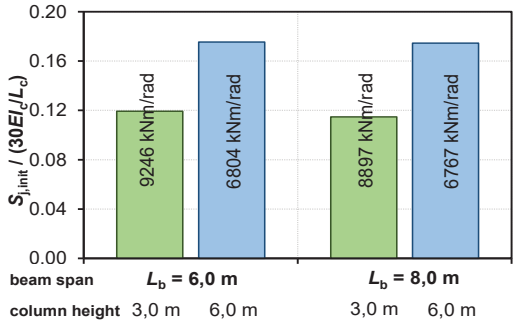


Figure 10: FE frame analysis – initial stiffness ratios

As shown in Figure 10, the ratio of the initial stiffness to the lower stiffness bound for rigid joints ranges from approximately 0.11 to 0.18. Although the lowest initial stiffness values are observed for column heights of 6.0 m and both analysed beam spans, these cases exhibit the highest ratio $S_{j,ini}/(30EI_c/L_c)$, ranging from 0.17 to 0.18. This low stiffness ratio also accounts for the plastic behaviour observed in the highest steel frame analysed, which featured the longest beam span. The redistribution of internal cross-section moments and forces, when compared to normal (idealised) fixed or pinned support conditions, led to early plastification of critical cross-sections. Figure 10 also illustrates the minor influence of the beam span on the initial stiffness, with a reduction of approximately 4% for the column height of 3.0 m. On the other hand, for the same beam length, an increase in column height to double results in an approximately 26% reduction of initial stiffness. The maximum initial stiffness for the analysed steel frames does not exceed 10000 kNm/rad.

4. CONCLUSIONS

This paper presents a performance evaluation of the fully demountable steel column-to-concrete foundation joint, conducted through a combination of testing and FE analysis. The joint was specifically designed to investigate the reusability of structural elements and to demonstrate its demountability. The results presented lead to the following conclusions:

- The moment resistance within the actuator stroke limit of the experimentally tested joint is determined as 96 kNm with 154 mrad of ultimate rotation capacity. The initial stiffness of the joint was determined to be 4790 kNm/mrad. The obtained results place the joint within a partial-strength and semi-rigid joint.
- The joint behaviour under increasing load is governed by the plastic deformation of the flange cleats engaged in load transfer, together with long anchors. FE joint models calibrated against test results give satisfactory agreement, with the observed difference in joint rotation and moment resistance being 7% and 12%, respectively.
- Joint behaviour within the steel FE frame models is also described as a semi-rigid joint, with results which demonstrate high sensitivity to the column height and minor influence of the beam span. Initial stiffness of the analysed joint within FE frame models does not exceed 10000 kN, with the maximum obtained value approximately double that of the test results.

FUNDING SOURCES

This research is co-funded by the European Union, within the framework of the Horizon Europe project "Circ-Boost: Boosting the uptake of circular integrated solutions in construction value chains", Grant No. 101082068.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors are grateful to the companies Evrobrod and Penta GE. CO. from Serbia.

REFERENCES

[1] Structural steel reuse - assessment, testing and design principles, SCI the Steel Construction Institute, 2019.

[2] Internal Market, Industry, Intrepreneurship and SMEs - Buildings and construction, European Commission, Accessed: Jun. 15, 2026. [Online]. Available: https://single-market-economy.ec.europa.eu/industry/sustainability/buildings-and-construction_en

[3] Kitayama S, Iuorio O. Disassembly and Reuse of Structural Members in Steel-Framed Buildings: State-of-the-Art Review of Connection Systems and Future Research Trends, Journal of Architectural Engineering, 29 (4), 2023.

[4] Janković N, Dobrić J, Gluhović N, Conde J, Ljubinković F, da Silva L.S. Numerical characterization of innovative demountable beam-column connections using long bolts. XIV Conference on Steel and Composite Construction, Coimbra, Portugal, volume 7 (1-2), 2023, 45–54.

[5] Jakovljević I, Dobrić J, Gluhović N, Spremić M. Beam–to–column joint solutions for reusable moment-resisting steel frames. Journal of Constructional Steel Research, 238, 2026, 110163.

[6] Jakovljević I, Dobrić J, Gluhović N, Spremić M. Performance and structural efficiency of demountable joints in reusable steel moment frames. In Eurosteel 2026, Cracow, 16-18 September 2026 (accepted for publication).

[7] Jakovljević I, Dobrić J, Gluhović N, Spremić M. Moment-resisting beam-to-column joints in reusable building structures. In The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Barcelona, 8-10 September 2025, 805–810.

[8] Jeyabalan A.K.R, Selvaraj S.K, Chan T.M. Experimental Investigations on Structural Behaviour of Reusable Interlocking Steel column base Connection with Demountability. Journal of Constructional Steel Research, 224, 2025, 109146.

[9] Ma Q, Chan T.M, Elghazouli A.Y. Performance of reusable column base connections under lateral cyclic and vertical loading. Journal of Constructional Steel Research. 236, 2026, 109995.

[10] García I.G, Pérez C.L.P, López M.A.S, Gayarre F.L, Ibán A.L. Structural behaviour of demountable tubular column-to-base plate joints with welded studs, Journal of Constructional Steel Research, 235, 2025, 109867.

[11] Gluhović N, Spremić M, Jakovljević I, Filipović A, Dobrić J. Performance evaluation of demountable and reusable steel column base. In Eurosteel 2026, Cracow, 16-18 September 2026 (accepted for publication).

[12] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, Brussels, CEN, 2005.

[13] Abaqus: CAE 6.13-4 2012.

[14] Pavlović M, Marković Z, Veljković M, Buđevac D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests, Journal of Constructional Steel Research, 88, 2013, 134-149.

[15] Vigneri V, Odenbreit C, Lam D. Different load bearing mechanisms in headed stud shear connectors for composite beams with profiled steel sheeting, Steel Construction, 12 (3), 2019, 184-190.

E-31
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026084J

Neda Janković[1], Filip Ljubinković[2], Jorge Conde[3], Luís Simões da Silva[2]

TOWARDS CIRCULAR CONSTRUCTION: CONCEPTS AND EVALUATION OF CONNECT4C MOMENT-RESISTING JOINTS

Summary: The CONNECT4C project promotes circular construction through the development of adaptable and reusable steel joints that combine structural robustness with the requirements of practical engineering design. The project focuses on innovative moment-resisting joint concepts incorporating components such as “long bolts”, “sliders”, and “hyperpacks”, enabling demountable assemblies and providing geometric flexibility for future structural reuse and reconfiguration. This paper presents the fundamental concepts of the proposed joint system and reports the first experimental results from a broader experimental campaign on a two-sided beam-to-beam joint configuration. The tests investigate the behaviour of the connection in the hyperpack–slider interface and the influence of different slider geometries and bolt arrangements on the global response of the joint.

Keywords: circular construction, reusability, adaptability, moment-resisting joints, long bolts

PREMA KRUŽNOJ GRADNJI: KONCEPTI I EVALUACIJA CONNECT4C MOMENTNIH VEZA

Rezime: CONNECT4C projekat promoviše kružnu gradnju kroz razvoj adaptabilinih čeličnih veza za višekratnu upotrebu koje kombinuju konstruktivnu robustnost sa zahtevima inženjerskog projektovanja u praksi. Fokus projekta je na razvoju inovativnih momentnih veza koje uključuju komponente kao što su “dugi zavrtnjevi”, “slajderi” i “hajperpekovi”, a koje omogućuju demontažne sklopove i geometrijsku fleksibilnost za ponovnu gradnju i preuređenje u budućnosti. Ovaj rad objašnjava osnovne koncepte predloženih sistema veza i opisuje prve eksperimentalne rezultate koji pripadaju obimnijoj eksperimentalnoj kampanji na dvostranoj greda-greda vezi. Ispitivanja analiziraju ponašanje veze na spoju hajperpek-slajder, kao i uticaj različitih oblika slajdera i dispozicije zavrtnjeva na globalno ponašanje veze.

Ključne reči: kružna gradnja, ponovna upotreba, adaptabilnost, momentne veze, dugi zavrtnjevi

[1] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Portugal, neda.jankovic@uc.pt
[2] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Portugal
[3] Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Física y Estructuras de Edificación, Madrid, Spain

1. INTRODUCTION

The construction sector is facing increasing pressure to reduce its environmental impact and transition towards more sustainable and resource-efficient practices. Buildings and infrastructure account for a significant share of global greenhouse gas emissions, energy consumption, and raw material use, making the decarbonization of the built environment a key objective in international sustainability strategies [1]. While considerable efforts have been directed towards reducing operational emissions through improved energy efficiency, increasing attention is now being paid to the embodied environmental impacts associated with the production, transportation, construction, maintenance, and end-of-life treatment of building materials.

Structural steel is widely recognised as a highly recyclable material and is often cited as an example of a resource-efficient construction product [2]. Nevertheless, current design and construction practices largely follow a linear economic model in which steel components are manufactured, assembled into a structure, used during a single service life, and subsequently either disposed of or recycled when the building reaches the end of its operational life. Although recycling enables material recovery and reduces the demand for virgin steel production, it remains an energy-intensive process that requires remanufacturing and results in the loss of a substantial portion of the value embedded in the original structural components.

From a circular economy perspective, direct reuse of structural steel members represents a more desirable strategy than recycling, as it preserves both material and structural value while minimising the need for additional processing. However, widespread implementation of steel reuse requires fundamental changes in design philosophy, particularly with respect to how structures are detailed, assembled, dismantled, and adapted for future applications. Consequently, there is growing interest in developing design approaches and technologies that facilitate the direct reuse of structural steel components and support the transition towards circular construction practices.

2. CONNECT4C CONCEPTS

Building on previous research initiatives in the field of reusable steel structures [3,4], the Connect4C project [5] focuses on developing innovative design solutions that enable the disassembly and subsequent reuse of steel building systems. A fundamental challenge in achieving structural reuse lies in the design of connections. Although steel members may retain significant structural capacity after a building's service life, their reuse is often hindered by connection details not conceived for future disassembly. Conventional connection systems are primarily designed to satisfy structural, economic, and constructability requirements during the initial service life of a structure, with limited consideration given to the possibility of dismantling and reusing the connected components.

To facilitate the direct reuse of structural members, connections must be designed for disassembly. This requires connection systems that can be efficiently separated using standard construction procedures while preserving the integrity of the connected elements. In this context, bolted connections offer significant advantages over welded solutions, as they can generally be dismantled through the removal of fasteners, whereas welded joints often require cutting or other destructive operations that compromise the reuse potential of the members. However, replacing welded details with bolted alternatives alone is insufficient. Connection systems must allow for repeated use over multiple life cycles and maintain the required levels of structural performance, safety, and robustness.

To address these challenges, the Connect4C project investigates reusable connection technologies for moment-resisting joints, pinned joints, and column splices. The overarching objective is to develop connection solutions that combine structural efficiency with

demountability, thereby enabling steel structures to be dismantled, reconfigured, and reused in future applications without significant loss of material or structural value.

Beyond demountability, the project also addresses the challenge of adaptability. In practice, structural elements recovered from one building are unlikely to be reused in an identical configuration in subsequent applications. Differences in architectural layouts, structural requirements, spans, and loading conditions often necessitate modifications to the structural arrangement. Since primary steel members such as beams and columns are manufactured with fixed geometrical properties and lengths, connection systems play a crucial role in accommodating these variations and facilitating the integration of reused components into new structural configurations.

To overcome these limitations, the Connect4C project introduces a series of innovative connection components, including elements referred to as the “hyperpack”, “slider”, and “long bolts”. These components are specifically designed to enhance geometric flexibility and facilitate the adaptation of reclaimed structural members to new design requirements while maintaining the necessary levels of structural safety. By combining demountability with adaptability, the proposed solutions aim to maximise the reuse potential of steel structures and support the transition from conventional linear construction practices towards a circular built environment.

Figure 1 illustrates the conceptual framework of the project through the example of a single-storey steel frame. Bolted demountable connections are employed to enable efficient disassembly at the end of the structure’s service life, while additional adaptable components are integrated within the connection zones to accommodate future modifications and facilitate the reuse of structural members in subsequent building lifecycles. This approach seeks to preserve both material and structural value, thereby contributing to more sustainable and circular construction practices.

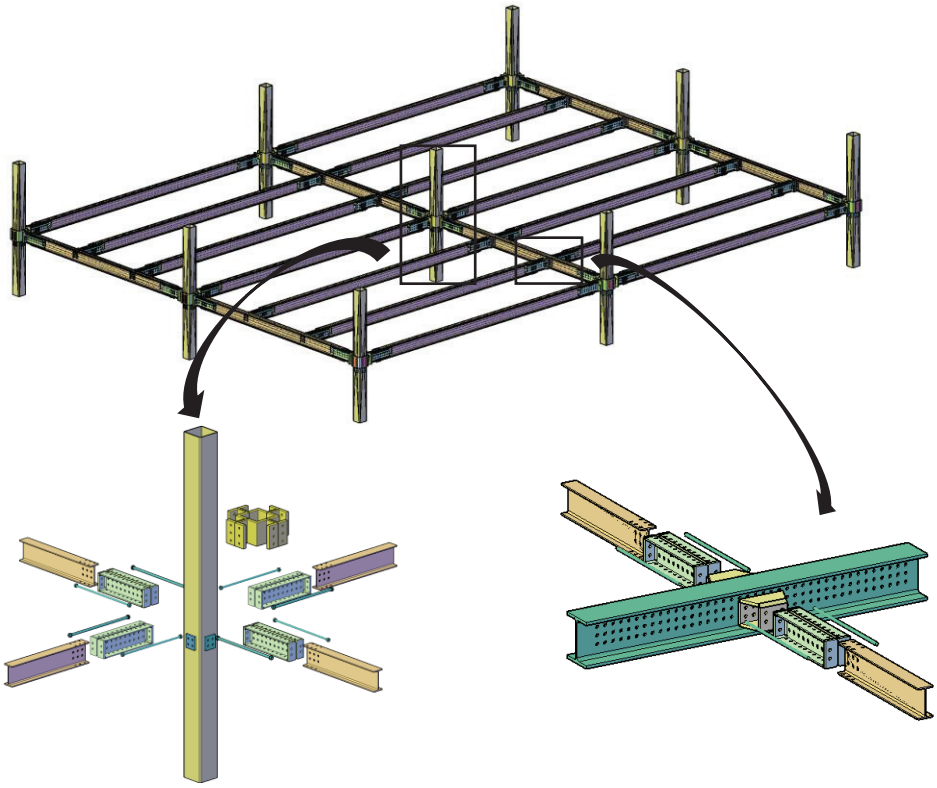


Figure 1: Connect4C conceptual design [6]

3. MOMENT-RESISTING JOINTS

3.1. OVERVIEW

The moment-resisting joints developed within the Connect4C project comprise both beam-to-column and beam-to-beam configurations. This paper focuses on the two-sided beam-to-beam connection [6], which consists of a primary beam connected to two secondary beams framing into it from opposite sides in a perpendicular direction. The assembled and exploded views of the connection are presented in Figure 2.

The proposed connection incorporates several components specifically developed to satisfy the requirements for demountability and adaptability. In addition to the primary and secondary beams (1, 2), the connection includes the novel Connect4C components referred to as the "hyperpack" (3) and "slider" (4), as well as packing plates (5), long bolts (6), and conventional bolts (7).

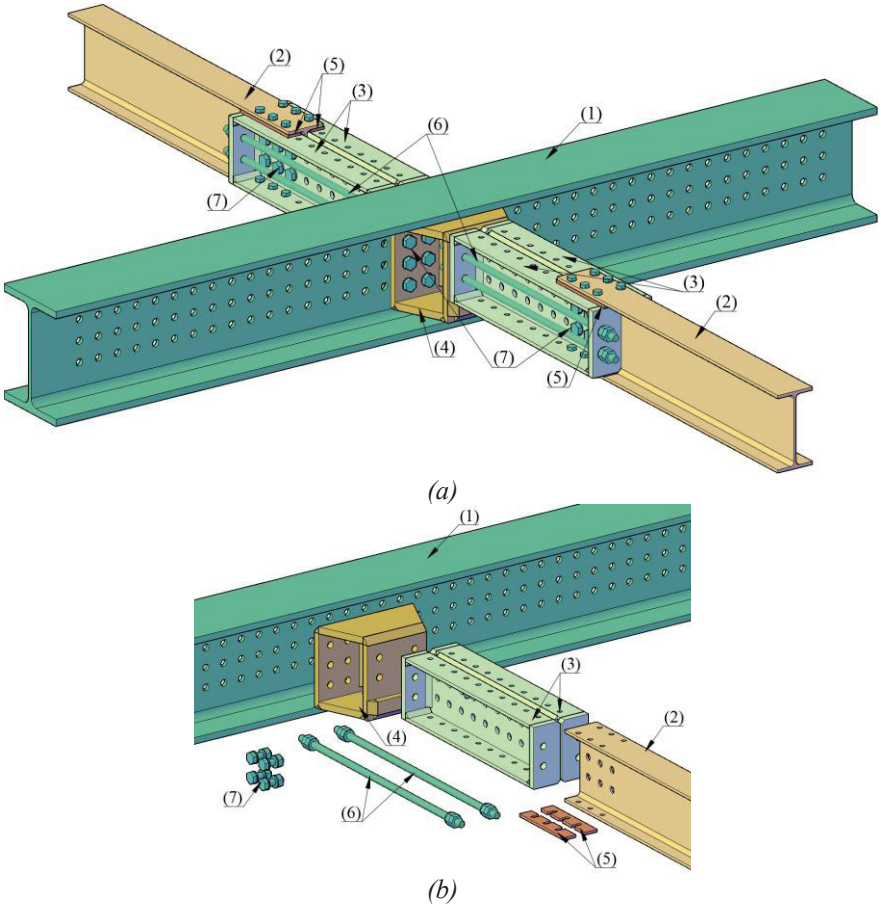
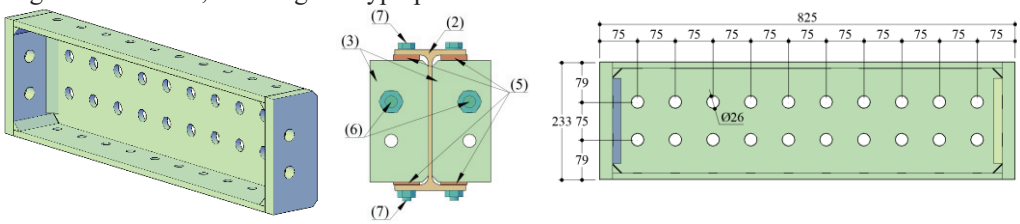


Figure 2: Two-sided beam-to-beam joint: (a) Assembled view; (b) Exploded view [6]

The hyperpack (3) is a prismatic steel component fabricated from five welded plates, as illustrated in Figure 3. It acts as an extension of the connected secondary beam (2). To facilitate geometric adaptability, the hyperpack is perforated along its length with a discrete hole pattern at 75 mm intervals. This arrangement allows the secondary beams to be connected at multiple positions, thereby providing a high degree of horizontal adjustability within the structural system. Owing to the root radius of the connected I-sections, packing plates are introduced to ensure proper fit and load transfer between the connected components, as shown in Figure 3(b). The

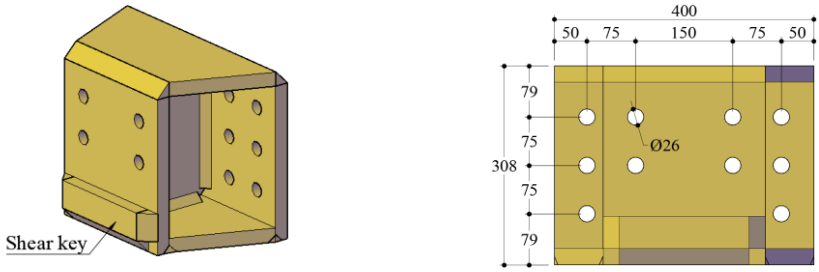
dimensions of the hyperpack corresponding to an IPE270 section are presented in Figure 3(c). Similar hyperpack variants have been developed for other beam profiles, with each component specifically tailored to the geometry of its associated section. Two hyperpacks are attached to the beam through a conventional bolted splice connection. The connection is established at both the flanges and the web, allowing the hyperpacks to act as a structural extension of the beam.



(a) (b) (c)

Figure 3: Hyperpack: (a) Isometric view; (b) Packing plates;(c) Dimensions of the hyperpack suitable for IPE270 beam [6]

The slider (4) serves as the intermediate component connecting the hyperpacks (3) and, consequently, the secondary beams (2) to the primary beam (1). The name derives from its ability to move along the web of the primary beam during assembly. When combined with a continuously perforated web of the primary beam (1), the slider can be positioned at different locations along the beam axis, providing adaptability in that direction.



(a) (b)

Figure 4: Slider: (a) Isometric view; (b) Dimensions of the slider suitable for IPE270 beam [6]

The transfer of bending moments is achieved through a combination of long bolts (6) and direct contact between elements. Tensile forces are resisted by the long bolts, while compressive forces are transmitted directly through the contact between the opposing surfaces of the slider and hyperpack. These tension and compression zones form a force couple, with the distance between them acting as an internal lever arm that enables the transfer of bending moments. Shear forces are transferred through a dedicated shear key incorporated into the connection and through friction between the surfaces (see Figure 4 (a)).

A distinctive feature of the proposed system is the use of long bolts. In contrast to conventional rigid end-plate arrangements, the long bolts permit controlled opening of the interface between slider and hyperpacks under loading while maintaining the required moment resistance. This behaviour reduces local deformation demands on the end plates, limiting permanent bending and minimising damage to the connection components.

3.2. ADAPTABILITY

The adaptability provided by the proposed moment-resisting connection system is illustrated in Figure 5. A key feature in the provided example is the system's ability to accommodate variations in beam length while maintaining the required structural span. A structural span of 8100 mm can be achieved using a 7450 mm or a 6400 mm secondary beam, as two extremes. The

difference in beam length is compensated through the adaptable connection region formed by the hyperpack and slider components, resulting in an effective beam-length tolerance of approximately 1 m.

Alternatively, beams of the same length can be employed to achieve different span dimensions. This is accomplished by adjusting the connection position along the hyperpacks, thereby modifying the effective distance between adjacent structural members.

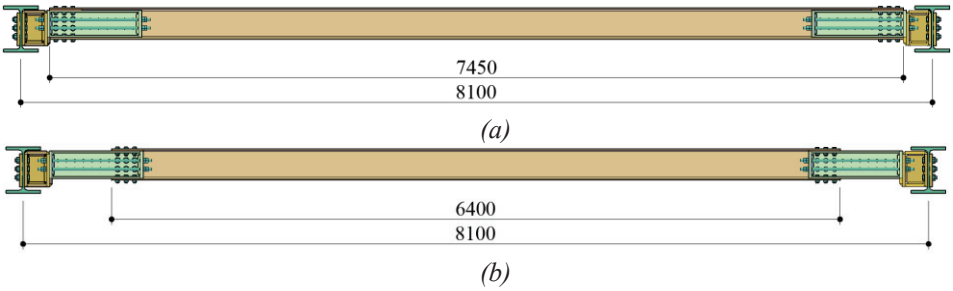


Figure 5: Demonstration of the system´s adaptability

4. CONNECTION VALIDATION

4.1. OVERVIEW

The proposed moment-resisting joint consists of three principal connection interfaces, as illustrated in Figure 6: (1) the connection between the secondary beam and the hyperpacks, (2) the connection between the hyperpacks and the slider, and (3) the connection between the slider and the primary beam. The bolts used in connections 1 and 3 are fully preloaded in accordance with EN 1993-1-8 [7], whereas the bolts in connection 2 are only snug-tightened.

Within the Connect4C project, a comprehensive experimental programme has been planned to validate the structural performance of the proposed connection system. The experimental campaign is structured in stages, with individual connection interfaces being investigated. The first series of tests, presented in this paper, focuses primarily on the hyperpack–slider interface (connection 2), while verifying the integrity and performance of connection 3 under the applied loading conditions.

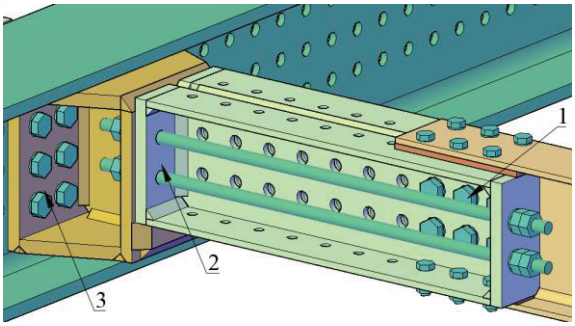


Figure 6: Overview of the moment-resisting joint.

4.2. EXPERIMENTAL PROGRAMME

4.2.1. Objective

As discussed previously, the current experimental programme is primarily aimed at validating the structural behaviour of the connection in the hyperpack–slider interface. A total of four tests

were conducted, investigating the influence of two key parameters: the slider configuration and the bolt arrangement.

Two slider variants were considered: a small slider without a shear key (see Figure 7(a)) and a big slider incorporating a dedicated shear key (see Figure 7(b)). In addition, two bolt configurations were examined. The first configuration consisted of one row of long bolts and one row of conventional bolts (LB + CB), as illustrated in Figure 7(c), while the second configuration employed two rows of long bolts (2LB), as shown in Figure 7(d). The experimental matrix is summarised in Table 1.

Table 1: List of tests

Test	Slider	Bolt configuration
T1a	Small	LB + CB
T1b	Small	2LB
T2a	Big	LB + CB
T2b	Big	2LB

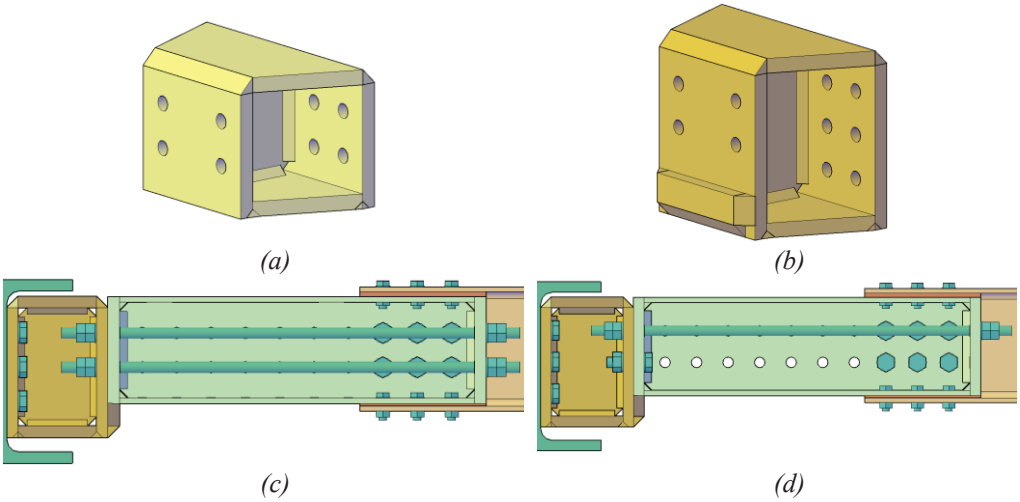


Figure 7: Testing parameters

4.2.2. Testing layout

The experimental setup is illustrated in Figure 8. The primary beam (201) was positioned centrally within the reaction frame (101) and subjected to vertical loading through a 3 MN hydraulic actuator mounted at the top of the frame. In the actual structural configuration, loads would be transferred from the secondary beams (202) to the primary beam through the connection assembly. However, to simplify load application and instrumentation, the test configuration was inverted, with the load applied directly to the primary beam. This arrangement reproduces the force-transfer mechanism within the connection while providing convenient access for testing and measurements.

The tested assembly comprised all principal connection components, including the primary beam (201), secondary beams (202), sliders (203), hyperpacks (204), and packing plates (205, 206). A guiding system (105) was incorporated to ensure controlled vertical displacement of the primary beam during loading. The secondary beams were supported by pinned supports (104). To prevent unintended out-of-plane displacements and ensure the stability of the setup, a lateral restraint system (106) was installed. The entire setup was mounted on the bottom beam (102), with the support structures located beneath the load cells (103).

The applied force was measured using load cell LC1, positioned directly below the hydraulic actuator. In addition, load cells LC2 and LC3 were installed at the supports to monitor the reaction forces. This instrumentation scheme enabled accurate measurement of both the applied load and its distribution throughout the test specimen.

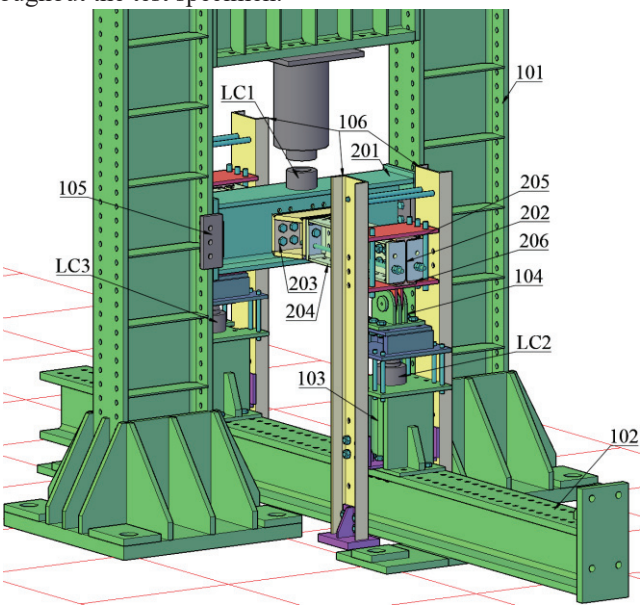


Figure 8: Testing layout [6]

4.2.3. Preliminary results

In all four tests, the anticipated failure mode was observed, namely fracture of the long and conventional bolts located at the hyperpack–slider interface. No slip was detected in the slider-to-main-beam connection throughout the tests, confirming that the response of the assembly was governed by the behaviour of the hyperpack–slider interface. The locations of the reference planes used for the evaluation are defined in Figure 9, while the corresponding bending moment (M_i) and shear force (V) distributions are presented in Figure 10(a) and Figure 10(b), respectively. A summary of the experimental results, including relative rotation in planes C1 and C2 ($\Delta\phi_{C,i}$, where i=1,2), is provided in Table 2.

The theoretical bending moment resistance in planes C1 and C2, denoted as ($M_{C,theo.}$), was determined by assuming that the behaviour is governed by the bolts in the hyperpack–slider interface. The theoretical resistance was therefore calculated as the product of the bolt tensile resistance and the corresponding internal lever arm.

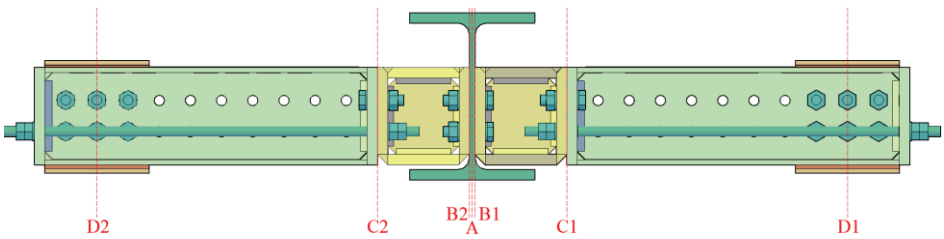


Figure 9: Defined vertical planes

The experimental results indicate that connections incorporating the LB + CB bolt configuration achieved approximately 20% higher bending moments in the central plane (A) than the corresponding specimens with the 2LB configuration, regardless of the slider type.

The connection exhibited substantial rotational capacity in all tests. Mean relative rotations, in all tests, between the hyperpack and slider measured in planes C1 and C2 reached values of 55.0 mrad and 51.9 mrad, respectively. This large deformation capacity can be attributed to the flexibility provided by the long bolts, which allow controlled opening of the interface while maintaining force transfer. Furthermore, specimens equipped with two rows of long bolts (2LB) exhibited approximately 35% greater rotational capacity than those with the LB + CB configuration.

Visual inspection following the tests confirmed that the damage was primarily concentrated in the long bolts. The hyperpack behaved largely as a rigid body, with no observable hole bearing and only minor deformation of the end plate. The slider remained elastic throughout all tests.

In the specimens with the 2LB configuration, load transfer was initially concentrated in the first row of long bolts, while the second row became progressively engaged as deformation increased. In contrast, for the LB + CB configuration, the conventional bolts contributed to bending moment transfer from the early stages of loading, resulting in a different force distribution within the connection.

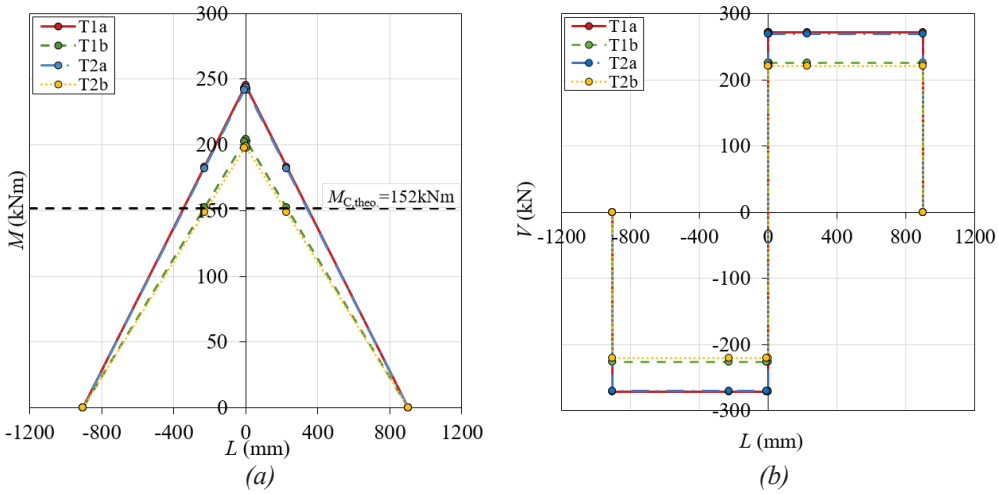


Figure 10: Internal forces: (a) Bending moment; (b) Shear force

Table 2: Results summary

Test	M_{D1} (M_{D2}) [kNm]	M_{C1} (M_{C2}) [kNm]	$\Delta\phi_{C,1}$ [mrad]	$\Delta\phi_{C2}$ [mrad]	M_{B1} (M_{B2}) [kNm]	M_A [kNm]	V [kN]
T1a	0.0	183.3	35.4	40.1	243.2	245.1	271.6
T1b	0.0	152.6	61.8	65.0	202.5	204.1	226.1
T2a	0.0	182.1	46.2	42.2	241.6	243.5	269.7
T2b	0.0	148.9	76.8	60.3	197.6	199.1	220.6
Mean	0.0	166.7	55.0	51.9	221.2	223.0	247.0
CoV [%]	-	11.1	32.9	24.2	11.1	11.1	11.1

5. CONCLUSIONS

This paper presents the concept of moment-resisting joints developed within the framework of the Connect4C project. The primary objective of the proposed connection system is to support circular construction principles by enabling the reuse and adaptability of steel structures. To achieve this, the connection incorporates additional components that facilitate non-destructive disassembly and allow structural members to accommodate potential layout modifications in future life cycles.

A comprehensive experimental programme has been planned to validate the proposed connection system. This paper presents the preliminary results from the first testing campaign, focusing on the two-sided beam-to-beam configuration. A total of four tests were conducted, investigating the influence of the slider type and the bolt configuration within the hyperpack–slider interface.

The presented work forms part of an ongoing research programme that also includes detailed numerical modelling and parametric studies. The ultimate objective is to develop a design methodology based on the Eurocode component method, enabling the practical design and future implementation of these adaptable and reusable moment-resisting joints in engineering practice.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was partly financed by:

- Funding from the Innovation Pact "R2UTechnologies | Modular Systems" (C644876810-00000019), by the "R2UTechnologies" Consortium, co-financed by NextGenerationEU through the "Agendas for Business Innovation" investment of the Recovery and Resilience Plan (PRR) is acknowledged.
- The European Commission's Research Fund for Coal and Steel through the research project CON-NECT4C (High-strength steel connections for circular construction), ref. no. 101112300, is highly acknowledged. Disclaimer: "Work is funded by Europe Union. Views and opinions expressed are, however, those of the author(s) only and do not necessarily reflect those of the European Union or European Research Executive Agency (REA). Neither the European Union nor the granting authority can be held responsible for them."
- FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UIDB / 04029/2020 (https://doi.org/10.54499/UIDB/04029/2020), and the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems (ARISE) under reference LA/P/0112/2020.
- Universidad Politécnica de Madrid, through grant 'Programa Propio', reference EST-PDI-25-0J77JO-37-NNVVUO, attributed to Jorge Conde.

REFERENCES

[1] Global Alliance for Buildings and Construction, International Energy Agency and the United Nations Environment Programme (2019). 2019 global status report for buildings and construction: Towards a zero-emission, efficient and resilient buildings and construction sector.

[2] Puma, G. C., Salles, A., Turk, J., Ungureanu, V., Bragança, L. (2024). Utilisation of reused steel and slag: Analysing the circular economy benefits through three case studies. Buildings, 14(4), 979.

[3] Odenbreit, C., Yang, J., Romero, A., Kozma, A. (2022). A reusable structural system fit for geometrical standardization and serial production. Ce/papers 5, 2.

[4] Silva, L.C., Tankova, T., Craveiro, H., Simões, R., Costa, R., Silva, L. S. (2022). Behaviour of plug-and-play joints between RHS columns and CFS trusses. Structures, 41, 1719-1745.

[5] Silva, L. S., Ljubinković, F., Conde, J., Alves, T., J. F. Demonceau., J. F., Neutelers, A., Odenbreit, C., Bogdan, T., Mela, K., Bernabeu, A., González, G. (2023). CONNECT4C: High-strength steel connections for circular construction (RFCS-02-2022-RPJ, Deliverable D1.1 – Comprehensive overview of the project).

[6] Janković, N., Ljubinković, F., Conde, J., Silva, L. S. (in press). Adaptable and reusable double-sided beam-to-beam steel joint. Proceedings of the XV Conference on Steel and Composite Construction, Porto, Portugal (CMM 2025). Wiley.

[7] EN 1993-1-8:2005 (2005) Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Brussels, Belgium.

ДГКС ASES | E-32
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026047B

Matija Bošković[1], Marko Marinković[2]

PRECAST INFILLED FRAMES: CIRCULAR SOLUTION FOR SEISMIC-RESILIENT BUILDINGS

Summary: Within the ongoing EU-funded CIRC-BOOST project (call CL6-2022-CIRCBIO-02-01), Faculty of Civil Engineering in Belgrade, together with its partners, is developing the house concept that follows the core principles of circular economy and is designed to be functional, structurally stable, and seismic-resilient. An important structural component of this house is a frame composed of precast concrete columns made with recycled aggregate, reused steel beams, and masonry infill constructed from reused solid clay bricks, decoupled from the frame using recycled rubber strips of the INODIS system. The paper presents a setup and results of the first series of tests validating the concept for the described precast infilled frame. The tests results demonstrate that the precast frame with masonry infill simultaneously adheres to the circular approach and ensures structural resistance.

Keywords: precast infilled frames, circular economy, seismic resilience, INODIS system

PREFABRIKOVANI RAMOVI SA ISPUNOM: CIRKULARNO REŠENJE ZA SEIZMIČKI OTPORNE OBJEKTE

Rezime: U okviru aktuelnog projekta CIRC-BOOST (call CL6-2022-CIRCBIO-02-01), Građevinski fakultet u Beogradu, zajedno sa svojim partnerima, razvija koncept kuće koja prati osnovne principe cirkularne ekonomije, i koja se projektuje da bude funkcionalna, stabilna i seizmički otporna. Kao važan konstruktivni sklop ove kuće prisutan je ram izveden od prefabrikovanih stubova spravljenih od betona sa recikliranim agregatom, grede od ranije korišćenog čelika, kao i zidane ispune od ranije korišćene pune opeke. Ispuna je izolovana od rama korišćenjem recikliranih gumenih traka INODIS sistema. U radu su prikazane postavke i rezultati prve serije testova kojima se vrši validacija koncepta pomenutog rama sa zidanom ispunom. Rezultati testova pokazuju da prefabrikovani ram sa zidanom ispunom prati principe cirkularne ekonomije, istovremeno obezbeđujući i konstruktivnu otpornost.

Ključne reči: prefabrikovani ramovi sa ispunom, cirkularna ekonomija, seizmička otpornost, INODIS sistem

[1] Department of Engineering Mechanics and Theory of Structures, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, mboskovic@grf.bg.ac.rs
[2] Department of Engineering Mechanics and Theory of Structures, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

1. INTRODUCTION

The construction industry has traditionally followed a linear economic model based on the "take–make–dispose" principle [1]. Under this approach, raw materials are extracted, converted into construction products, incorporated into buildings, and eventually disposed of at the end of their service life. Such an approach has significant environmental consequences, as the construction sector is responsible for a substantial share of global resource consumption, greenhouse-gas emissions, and solid waste generation [2].

To address these challenges, the concept of the circular economy (CE) has emerged as a sustainable alternative to the conventional linear model. The CE promotes the reuse, recycling, recovery, and extended service life of construction materials, thereby reducing the demand for virgin resources, lowering environmental impacts, and minimizing waste generation [2],[3]. In recent years, numerous studies and practical case studies have demonstrated the potential of circular design principles, reusable construction products, and reversible building systems for the development of more sustainable and resource-efficient buildings [4]–[7].

Although circularity and sustainability have become important drivers in contemporary construction, structural safety requirements must remain uncompromised. This is particularly important in seismically active regions, where buildings are expected not only to minimize their environmental impact but also to ensure adequate resistance and resilience under earthquake loading. Consequently, the development of structural systems capable of simultaneously satisfying circular economy principles and seismic performance requirements represents an important research challenge.

The practical implementation of circular construction solutions remains limited, particularly when structural safety and seismic performance must be ensured simultaneously. Within the ongoing EU-funded CIRC-BOOST project (call CL6-2022-CIRCBIO-02-01), Pilot 3 addresses this challenge through the development of the so-called 3R house, a single-storey demonstration building designed according to the principles of reduce, reuse, and recycle. The building is conceived as a fully demountable structure that incorporates recycled and reused construction materials while satisfying the required structural and serviceability criteria.

A key structural component of the 3R house is a precast infilled frame integrated into one of the façade walls. The system consists of precast reinforced concrete columns produced with recycled aggregate concrete, reused steel beams, and masonry infill constructed from reused solid clay bricks. The infill is isolated from the surrounding frame by recycled rubber strips of the INODIS system [8], which provide controlled interaction between the frame and the masonry, improve the seismic response of the infill, and enable dry and reversible connections that facilitate efficient assembly and disassembly.

The paper presents the first series of experimental tests aimed at assessing the behaviour of the proposed precast infilled frame concept. The experimental programme includes small-scale beam connection tests, column connection tests, and assembly/disassembly feasibility test, with a focus on connection behaviour and the applicability of the proposed circular system. The obtained results provide an initial experimental insight into the feasibility of integrating circular construction principles with seismic-resilient structural design.

2. PRECAST INFILLED FRAME IN 3R PILOT HOUSE: OVERVIEW

The precast infilled frame represents one of the key structural components of the 3R pilot house developed within the CIRC-BOOST project. The general appearance of the house, as well as the position and configuration of the considered frame, are presented in Figures 1, 2 and 3.

The frame consists of three bays and combines precast reinforced concrete columns produced with recycled aggregate concrete (RAC), reused steel beams, and decoupled masonry infills constructed from reused solid clay bricks. In accordance with the principles of circular

construction, the system is designed as a prefabricated and demountable solution, enabling efficient assembly, disassembly, and potential reuse of structural components.

To ensure seismic performance while maintaining the reversibility of the system, the masonry infills are decoupled from the surrounding frame using the INODIS system [8]. The system is based on recycled rubber strips placed along the frame–infill interfaces, which allow controlled interaction between the masonry infill and the surrounding structural elements under seismic load. The main components and arrangement of the decoupling system within the proposed frame are shown in Figure 4.

Previous experimental and numerical studies have demonstrated the effectiveness of the INODIS system in improving the seismic behaviour of masonry infills in cast-in-situ RC frames under in-plane, out-of-plane, and combined loading conditions [8]–[11]. However, its implementation within a fully prefabricated frame composed of recycled and reused materials represents a further step towards integrating seismic resilience with circular construction principles.

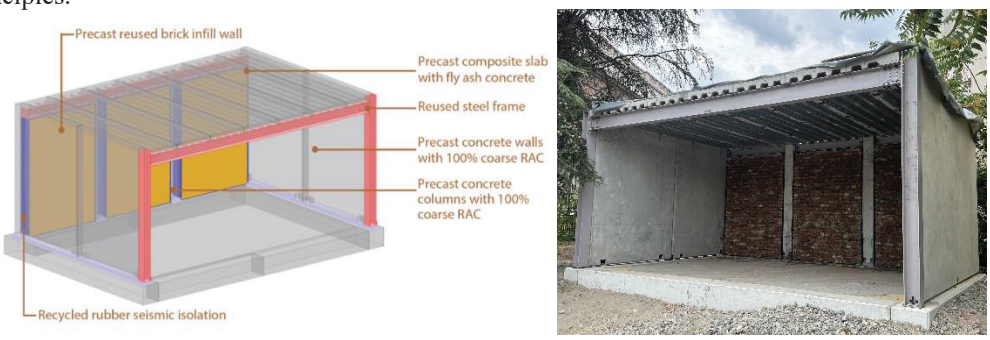


Figure 1: 3R pilot house: conceptual design and construction

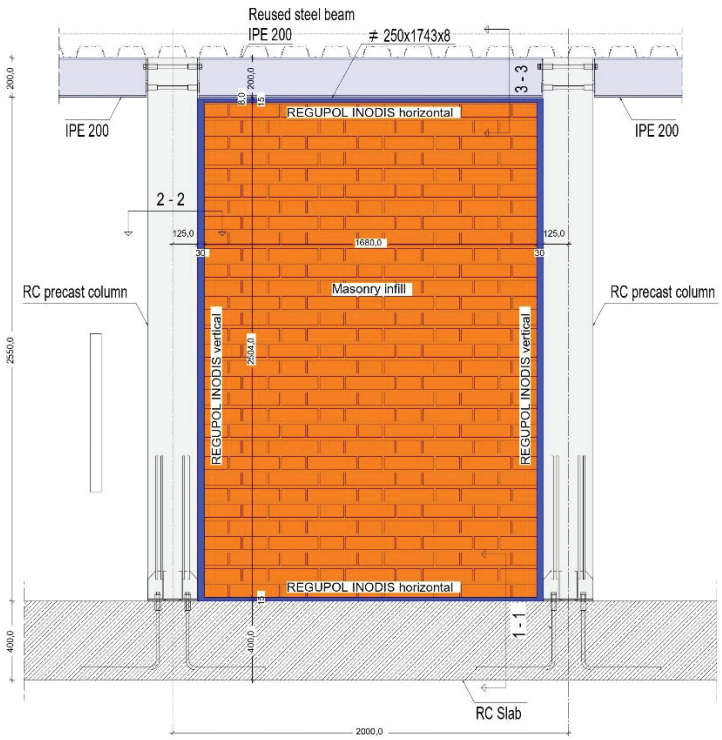


Figure 2: The central bay of the precast infilled frame (conceptual design)

Figure 3: Precast infilled frame in the 3R pilot house

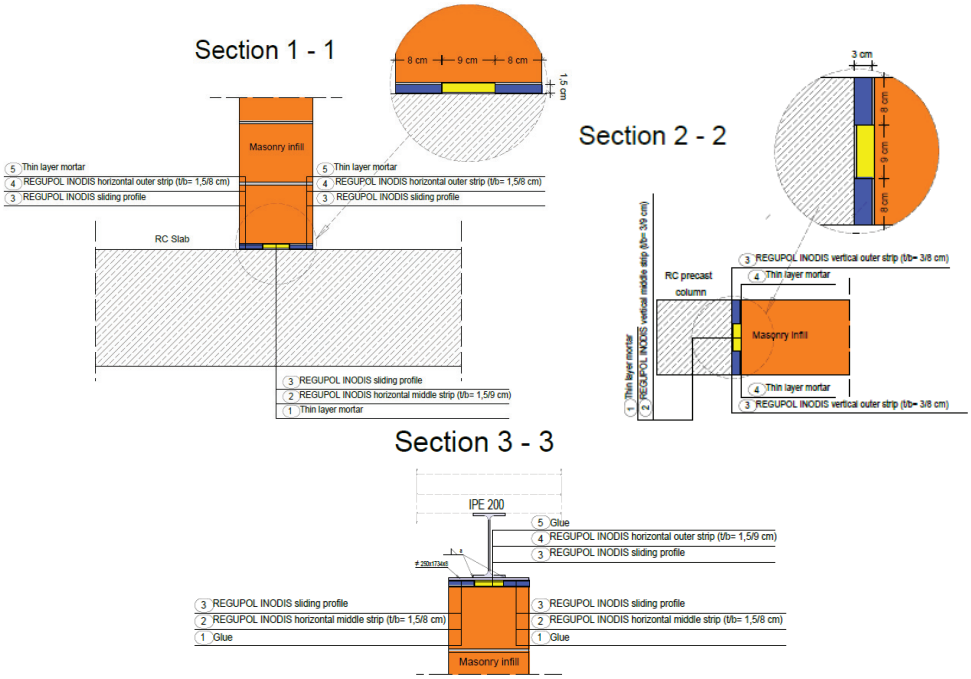


Figure 4: INODIS decoupling system within the precast infilled frame

3. CONNECTION TESTS

3.1. EXPERIMENTAL PROGRAMME

As an initial step in the experimental assessment of the proposed precast infilled frame, small-scale connection tests were performed on the two critical interfaces between the masonry infill and the surrounding frame, namely the beam–infill and column–infill connections. The specimens comprised a single masonry brick together with the steel or concrete element and the recycled rubber connection components forming the investigated interface. The objective of these tests was to characterize the mechanical behaviour and resistance of the proposed decoupled connection system, with particular emphasis on its ability to provide adequate out-of-plane restraint for the masonry infill and thus reduce the risk of its dislodgement during strong earthquakes. The beam connection tests investigate the proposed steel beam–rubber isolation–masonry interface, representing a connection configuration that, to the authors' knowledge, has

not previously been experimentally investigated. In addition, the column connection tests examine the behaviour of the proposed connection system when used with recycled aggregate concrete (RAC) columns, thereby assessing the influence of RAC on the connection performance.

All tests were performed using a Shimadzu universal testing machine under displacement-controlled loading until failure. During testing, the applied load and the corresponding displacement were continuously recorded, while the peak load was adopted as the connection resistance. Since the connections were provided on both sides of the masonry specimen, the measured force represented the resistance of a double-sided connection, and the resistance of a single connection was therefore taken as one-half of the measured value.

A dedicated loading assembly was used for both experimental configurations to ensure stable support conditions and controlled load transfer. The specimens were stabilized by a steel support system without introducing significant horizontal confinement, while the load was applied through U-shaped steel sections connected by threaded rods and a reinforcing bar.

3.2. BEAM CONNECTION TEST

Five specimens (B1–B5) were tested to investigate the behaviour of the proposed beam–infill connection. Each specimen consisted of a reused solid clay brick, two reused steel profiles, and three recycled rubber strips on each side of the brick. The outer rubber strips were bonded to the brick using a thin-bed mortar, whereas the central rubber strip was adhesively bonded to the steel profiles. In this configuration, the brick represents the masonry infill, the steel profiles simulate the frame beam, and the recycled rubber strips reproduce the proposed decoupling layer. The specimen configuration and the experimental setup are presented in Figure 5.

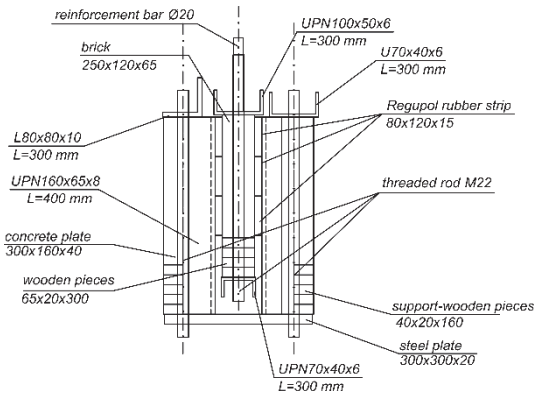


Figure 5: Beam connection test setup

The tests were conducted under displacement-controlled loading at a constant loading rate of 0.5 mm/min. Four specimens (B1–B4) were loaded in the upward direction, while specimen B5 was loaded downward to examine the possible influence of the loading direction on the response of the connection.

The force–displacement curves obtained for all tested specimens are shown in Figure 6. The corresponding peak loads are indicated alongside the specimen labels. All specimens exhibited a similar force–displacement response. The applied load generally increased with increasing displacement until the peak resistance was reached, after which a gradual decrease in load-carrying capacity was observed. Following the peak load, the specimens retained a significant portion of their load-carrying capacity over a relatively large displacement range, indicating stable post-peak behaviour of the proposed connection.

The average peak load of the double-sided connection, adopted as the mean shear resistance, was 3945 N. This value was statistically evaluated in accordance with Annex D of Eurocode 0 [12]. Assuming a Normal distribution of the test results, the characteristic resistance was

determined as the 5% fractile and subsequently converted into the corresponding design resistance using the procedure prescribed in Equation D.1 of Clause D.7.2(1). The resulting design shear resistance amounted to 1708 N for the double-sided connection, corresponding to 854 N for a single connection.

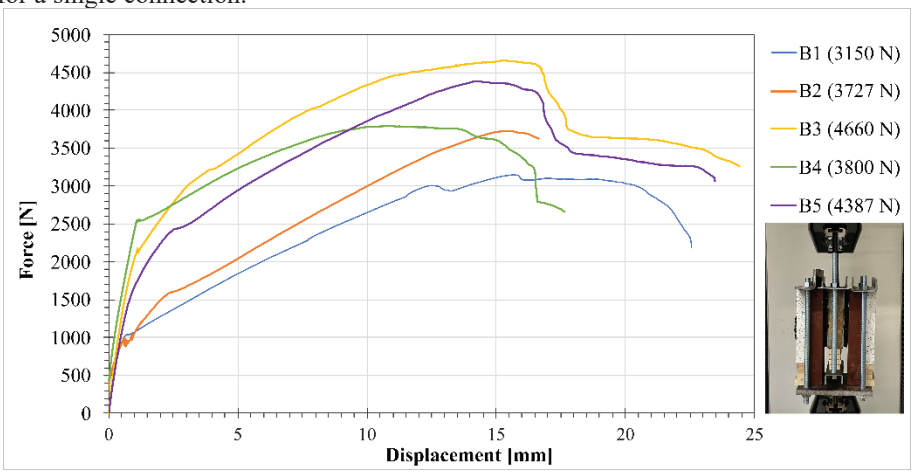


Figure 6: Force–displacement response of the beam–infill connection specimens

In all specimens, failure was consistently observed within the central rubber connection bonded to the steel profiles. The observed failure mechanisms included delamination of the thin factory-applied fleece layer from the central rubber strip, loss of adhesion between the rubber strip and the steel profile, or a combination of both. Despite these minor differences in the failure mechanism, all specimens exhibited comparable resistance and deformation capacity, confirming the robustness of the proposed beam–infill connection.

3.3. COLUMN CONNECTION TEST

Six specimens were tested to evaluate the behaviour of the column–infill connection. Each specimen consisted of a reused solid clay brick, two recycled aggregate concrete (RAC) plates, and three recycled rubber strips forming the connection. The outer rubber strips were bonded to the brick using a thin-bed mortar whereas the central rubber strip was bonded to the concrete plates using the same thin-bed mortar. In this configuration, the brick represents the masonry infill, the concrete plates simulate the reinforced concrete column, and the recycled rubber strips reproduce the proposed decoupling layer. The specimen configuration and the experimental setup are presented in Figure 7.

The specimens were divided into two groups. The first group comprised three reference specimens (C1–C3), while the second group consisted of three specimens (CG1–CG3) incorporating a 10 mm gap between the outer rubber strips and the concrete surface. The introduced gap was intended to simulate the separation that may occur between the masonry infill and the surrounding frame during in-plane seismic loading. Consequently, the second group represents the condition in which the connection has already experienced in-plane deformation before being subjected to out-of-plane loading, allowing the influence of combined seismic actions on the connection behaviour to be assessed.

The tests were performed using the same Shimadzu testing machine under displacement-controlled loading at a constant loading rate of 1 mm/min until failure. All specimens were loaded in the upward direction while the applied load and corresponding displacement were continuously recorded.

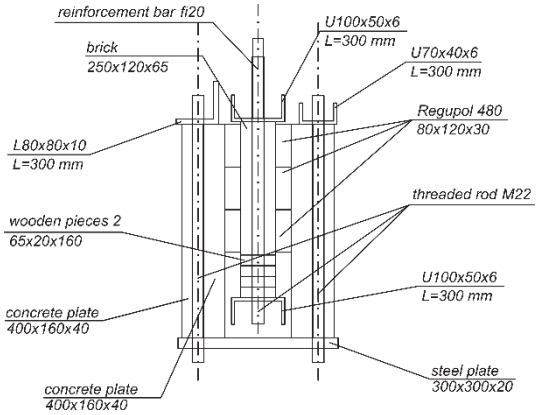


Figure 7: Column connection test setup

The force–displacement curves of all column connection specimens are presented in Figure 8, with the corresponding peak loads indicated alongside the specimen labels. A clear difference in behaviour was observed between the two specimen groups. The reference specimens (C1–C3) exhibited stable behaviour and consistent load-carrying capacity, reaching the peak load followed by a gradual reduction in resistance. In contrast, specimen CG1 experienced a rapid loss of resistance after reaching the peak load, accompanied by significantly larger displacements. Similar behaviour was observed for specimens CG2 and CG3. Owing to the exceptionally large displacements, while the load remained nearly constant, the tests were intentionally terminated to avoid damage to the testing equipment. The observed response indicates that once the gap is formed as a consequence of in-plane loading, the out-of-plane resistance of the connection is considerably reduced.

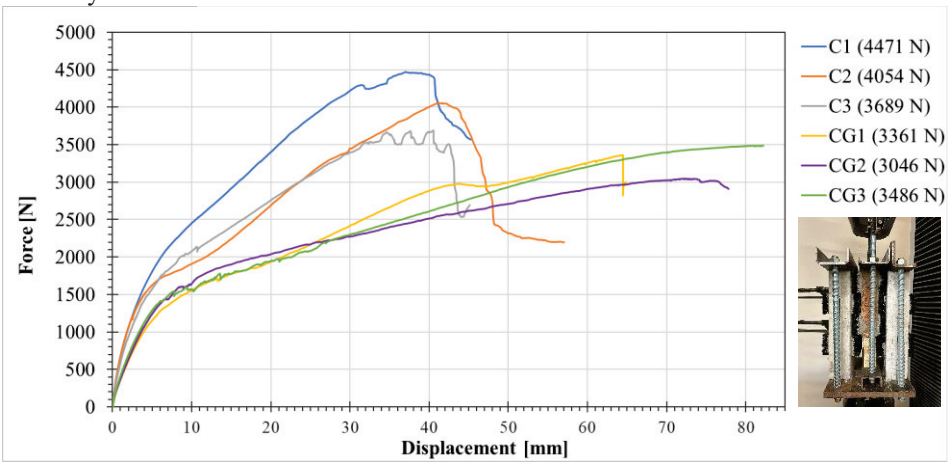


Figure 8: Force–displacement response of the column–infill connection specimens

For the reference specimens, the average peak load, adopted as the mean shear resistance of the double-sided connection, was 4071 N. Following the same statistical procedure as for the beam connection tests, the characteristic resistance was determined as the 5% fractile assuming a Normal distribution of the experimental results, while the corresponding design shear resistance amounted to 1835 N for the double-sided connection, corresponding to 918 N for a single connection. For the specimens with the introduced gap, the average peak load of the double-sided connection was 3298 N. The statistical evaluation yielded a design shear resistance of 1689 N, corresponding to 844 N for a single connection. Compared with the reference specimens, the

design resistance was reduced by approximately 8%, demonstrating the adverse influence of prior in-plane deformation on the subsequent out-of-plane behaviour of the connection.

In all tested specimens, failure consistently occurred by debonding of the central rubber strip from the recycled aggregate concrete (RAC) plates, accompanied by partial debonding of the outer rubber strips from the masonry brick.

3.4. ASSESSMENT OF THE OUT-OF-PLANE RESISTANCE OF THE INFILL SYSTEM

The design shear resistances obtained from the beam and column connection tests were used to estimate the out-of-plane resistance of the complete infill restraint system. The tested specimens represent the connection associated with a single masonry unit. Consequently, the resistance of each full-scale frame–infill interface was obtained by multiplying the design resistance of a single connection by the corresponding number of masonry units along that interface. The considered masonry infill is 2.504 m high and 1.68 m wide. Based on the adopted masonry arrangement, nineteen masonry units contribute to each column–infill connection, while thirteen masonry units contribute to each beam–infill connection. For the vertical interfaces, the design resistance of 844 N obtained from the specimens with the introduced gap was adopted, representing the condition following prior in-plane deformation. For the horizontal interfaces, the design resistance obtained from the beam connection tests, amounting to 854 N per masonry unit, was used.

Accordingly, the design resistance of one column–infill connection amounted to 16.04 kN, whereas the resistance of one beam–infill connection was 11.10 kN. Considering the two column and two beam connections surrounding the masonry infill, the total design out-of-plane resistance of the complete connection system was determined as 54.28 kN.

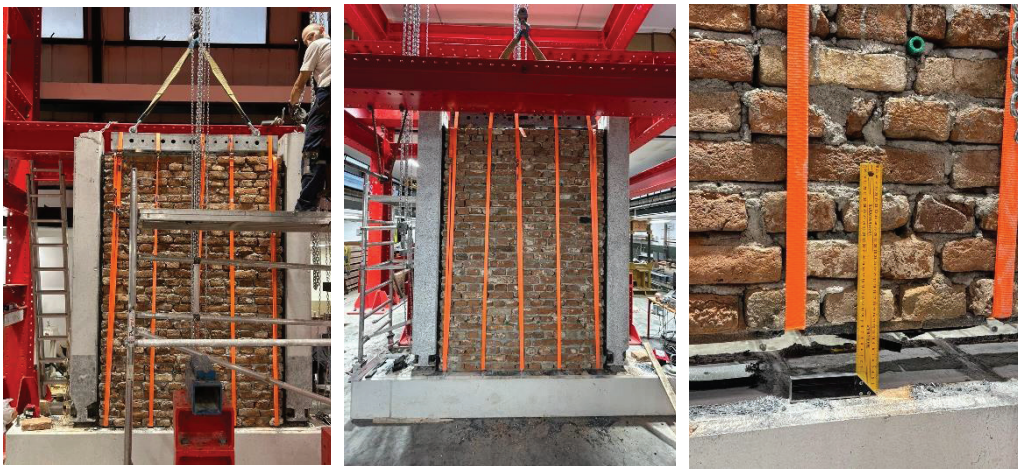
The out-of-plane seismic demand for the masonry infill, considered as a non-structural element, can be calculated according to Equations 4.24 and 4.25 of Clause 4.3.5.2 of Eurocode 8, Part 1 **Error! Reference source not found.**. To determine the seismic intensity corresponding to the calculated resistance of the complete connection system, the obtained resistance of 54.28 kN was introduced as the out-of-plane seismic demand in these equations. The corresponding design ground acceleration was then determined as 0.84g. This value represents the design ground acceleration at which the calculated out-of-plane resistance of the complete connection system is reached, initiating the out-of-plane dislodgement of the masonry infill from the surrounding precast frame.

4. ASSEMBLY/DISASSEMBLY FEASIBILITY TEST

To verify the practical feasibility of the proposed circular construction concept, an assembly/disassembly test was performed on the full-scale precast infilled frame. After removing the reused steel beam from the frame, a temporary lifting beam made of a hollow steel section was positioned on top of the masonry infill. Prior to the construction of the infill, openings had been intentionally provided at its base to facilitate future lifting and removal. Ratchet straps were threaded through these openings, wrapped around the temporary steel beam, and tightened to ensure a secure connection between the lifting system and the masonry panel. The test setup is shown in Figure 9 (a), (b).

The temporary lifting beam was subsequently connected to an overhead crane, and the masonry infill was gradually lifted from its original position. The panel was successfully raised by approximately 110 mm, demonstrating that the masonry infill can be safely detached from the surrounding frame and handled as an individual prefabricated element (Figure 9 (c)). The lifting operation was intentionally stopped at this stage because the available vertical clearance in the laboratory was insufficient to allow complete extraction of the panel.

Although the complete removal of the masonry infill could not be demonstrated due to the geometric limitations of the testing facility, the successful lifting confirmed the feasibility of the proposed assembly/disassembly concept. The test demonstrated that the masonry infill can be removed from the frame, transported, and reinstalled. Together with the demountable precast columns and the removable reused steel beam, this enables the entire structural system to be dismantled and reassembled at another location, fully supporting the principles of circular construction.



(a) (b) (c)

Figure 9: Assembly/disassembly feasibility test: (a),(b) installation of the temporary lifting system; (c) successful lifting of the masonry infill by approximately 110 mm.

5. CONCLUSIONS

The experimental programme presented in this study provides the first validation of the proposed precast infilled frame developed within the CIRC-BOOST project. The conducted small-scale beam–infill and column–infill connection tests provided an experimental assessment of the proposed connection details, while the assembly/disassembly feasibility test demonstrated the practical applicability of the developed circular construction concept. Together, these experimental investigations represent an important step towards the validation of the proposed structural system.

The experimentally determined design resistances of the beam and column connections were subsequently used to estimate the out-of-plane resistance of the complete infill restraint system. The calculated resistance of 54.28 kN corresponds to a design ground acceleration of approximately 0.84g, indicating that the proposed connection system is capable of preventing the out-of-plane dislodgement of the masonry infill even under seismic loading of very high intensity. These results demonstrate that the proposed solution successfully combines seismic decoupling with adequate out-of-plane resistance.

The assembly/disassembly feasibility test further confirmed the practical applicability of the proposed circular construction concept. The successful lifting of the masonry infill demonstrated that the panel can be safely removed, transported, and reinstalled. Together with the demountable precast columns and the removable reused steel beam, this enables the complete structural assembly to be dismantled and reconstructed at another location, thereby directly supporting the principles of circular economy.

Overall, the presented results demonstrate that the proposed precast infilled frame successfully combines circular construction principles with seismic resilience. The next phase of the research will include full-scale testing of the complete precast infilled frame under in-plane

and combined in-plane and out-of-plane seismic loading, followed by the experimental validation of the complete 3R pilot house.

ACKNOWLEDGMENT

The authors gratefully acknowledge the financial support provided by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia through Project No. 200092, and by the CIRC-BOOST project – Boosting Circular Economy in Construction Industry (call CL6-2022-CIRCBIO-02-01), funded by the European Union under the Horizon Europe Research and Innovation Programme (Grant Agreement No. 101082068).

REFERENCES

[1] Benachio G. L. F, Freitas M. do C. D, Tavares, S. F. Circular economy in the construction industry: A systematic literature review, Journal of Cleaner Production, vol. 260, 2020. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121046

[2] United Nations Environment Programme. Global Status Report for Buildings and Construction 2024/2025: Not just another brick in the wall – The solutions exist, Paris, 2025. https://doi.org/10.59117/20.500.11822/47214

[3] European Commission. Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions – A new Circular Economy Action Plan for a cleaner and more competitive Europe COM/2020/98 final, Brussels, 2020.

[4] Leising E, Quist J, Bocken N. Circular Economy in the building sector: Three cases and a collaboration tool, Journal of Cleaner Production, vol. 176, 2018, 976–989. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.12.010

[5] Bellini A, Andersen B, Klungseth N. J, Tadayon A. Achieving a circular economy through the effective reuse of construction products: A case study of a residential building, Journal of Cleaner Production, vol. 450, 2024. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.141753

[6] World Business Council for Sustainable Development (WBCSD). The business case for circular buildings: Exploring the economic, environmental and social value, 2021.

[7] Circle Economy, Realdania. Case Studies in the Circular Built Environment: The 9R Strategies in Action, 2025, Amsterdam: Circle Economy.

[8] Marinković M, Butenweg C. Innovative decoupling system for the seismic protection of masonry infill walls in reinforced concrete frames, Engineering Structures 197:109435, 2019. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109435

[9] Marinković M, Butenweg C. Experimental testing of decoupled masonry infills with steel anchors for out-of-plane support under combined in-plane and out-of-plane seismic loading, Construction and Building Materials 318:126041, 2022. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126041

[10] Milijaš A, Marinković M, Butenweg C, Klinkel S. Experimental results of reinforced concrete frames with masonry infills with and without openings under combined quasi-static inplane and out-of-plane seismic loading, Bulletin of Earthquake Engineering 21:3537–3579, 2023. https://doi.org/10.1007/s10518-023-01664-4

[11] Manojlovski F, Tubaldi E, Sheshov V. et al. Flexible joints for seismic-resilient design of masonry-infilled RC frames. Sci Data 12, 1266, 2025. https://doi.org/10.1038/s41597-025-05515-6

[12] European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 0: Basis of structural design, 2002, Brussels, Belgium.

[13] European Committee for Standardization (CEN): Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004, Brussels, Belgium.

E-33
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026083V

Milica Vidović[1], Jelena Carević[2], Ivan Milićević[2]

REUSE OF PRECAST CONCRETE ELEMENTS: REVIEW AND EXPERIMENTAL CASE STUDY

Summary: The reuse of precast reinforced concrete (RC) elements is an effective way to reduce the environmental impact of the construction industry. However, practical implementation remains limited by regulatory, technical, and market barriers. To facilitate reuse, the principles of design for deconstruction should be incorporated into precast structures. This paper reviews current requirements and guidelines for reusing precast RC elements and summarizes experimental studies on dry and semi-dry demountable connections, focusing on their performance across the first and second life cycles. Furthermore, an experimental case study of a demountable connection between a precast RC column and a foundation is presented. The reviewed studies indicate that precast RC elements can be reused, but their behaviour in the second life cycle should be systematically analysed, as they exhibit similar or lower structural performance.

Keywords: reuse, precast concrete structures, demountable connections, first and second life cycle

PONOVNA UPOTREBA PREFABRIKOVANIH ARMIRANOBETONSKIH ELEMENATA: PREGLED I EKSPERIMENTALNA STUDIJA SLUČAJA

Rezime: Ponovna upotreba prefabrikovanih armiranobetonskih (AB) elemenata može značajno smanjiti negativan uticaj građevinske industrije na životnu sredinu. Međutim, njena praktična primena je i dalje ograničena regulatornim, tehničkim i tržišnim preprekama. Ukoliko se prefabrikovane konstrukcije projektuju kao demontažne, povećava se mogućnost za njihovu ponovnu upotrebu. U radu je dat pregled postojećih zahteva i smernica vezanih za ponovnu upotrebu prefabrikovanih AB elemenata, kao i eksperimentalnih istraživanja suvih i polusuvih demontažnih veza u prvom i drugom životnom ciklusu. Prikazana je i eksperimentalna studija slučaja demontažne veze prefabrikovanog AB stuba i temelja. Pregledom istraživanja zaključeno je da je ponovna upotreba prefabrikovanih AB elemenata moguća, ali da treba pažljivo analizirati njihovo ponašanje u konstrukciji, jer tokom drugog životnog ciklusa mogu pokazati iste ili lošije karakteristike.

Ključne reči: ponovna upotreba, prefabrikovane betonske konstrukcije, demontažne veze, prvi i drugi životni ciklus

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia, milica@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Belgrade, Republic of Serbia

1. INTRODUCTION

The construction industry is one of the largest consumers of natural resources and the major contributors to waste generation and greenhouse gas emissions [1]. In response to these environmental challenges, the principles of the circular economy have gained increasing attention in recent years [1]. Among the available circular strategies, the reuse of structural components is considered more beneficial than recycling because it preserves the embodied energy, material value, and functionality of existing elements while reducing the demand for new raw materials and minimizing construction and demolition waste [2], [3]. Consequently, the reuse of reinforced concrete (RC) elements has emerged as a promising approach for reducing the environmental impact of the construction industry [2], [3].

Precast RC structures are particularly suitable for implementing circular economy principles. In addition to advantages such as improved quality control and reduced construction time, prefabrication enables disassembly, replacement, and reuse of structural elements or connection components [4], [5]. However, successful reuse requires that these objectives were already considered during the design phase. The concepts of Design for Deconstruction (DfD) promote the development of structures that can be dismantled, inspected, and reassembled with minimal damage to their components [1]. In such systems, dry and semi-dry demountable connections play an important role, as they ensure quick assembly, straightforward disassembly, and the possibility for repeated reuse while maintaining high-quality elements and reliable construction processes [3]–[5].

Despite the advantages that precast RC structures offer, the use of reused elements or the design of new constructions using DfD principles is not widely implemented. There is still no comprehensive methodology within current design standards and guidelines for the assessment, certification, and design of reused precast RC elements [3]–[5]. Also, there are no guidelines for implementing DfD principles in new construction. Existing standards primarily address new construction and provide limited guidance on evaluating residual structural capacity, defining acceptance criteria for reclaimed elements, and designing reusable connection systems [3]–[5]. As a result, the practical implementation of reusable precast concrete structures remains largely dependent on research findings and project-specific solutions [3], [5].

This paper presents an overview of current requirements and guidelines related to the reuse of precast RC elements, with particular emphasis on demountable connection systems and their design parameters. Experimental studies on dry and semi-dry reusable connections are reviewed, with the focus on their performance during the first and second life cycles. In addition, an experimental case study of a demountable precast column-to-foundation connection is presented and evaluated for structural performance, ease of disassembly, and reusability.

2. REUSE OF PRECAST REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Previous research has concluded that adequate connection detailing is essential for enabling the reuse potential of precast RC structures [6]. This chapter presents a literature review aimed at identify existing standards and guidelines relevant to the reuse of precast reinforced concrete (RC) elements. In addition, it reviews experimental studies on demountable connections in precast RC structures, with particular emphasis on studies in which specimens were tested in two life cycles. The purpose of this review is to identify connection solutions that enable disassembly and reuse, as well as the key design parameters influencing their structural performance.

2.1. REQUIREMENTS FROM EXISTING STANDARDS AND GUIDELINES FOR REUSE

Current design standards provide general, limited and indirect guidance for the reuse of precast reinforced concrete elements. There is no comprehensive methodology for selecting, assessing, certifying and designing reused precast RC elements. The ISO 20887 [7] represents one of the most relevant international standards, as it provides general principles for Design for Disassembly and Adaptability (DfD and DfA). The main principles of DfD include accessible, independent, reversible, simple, standardized and safe connections, with avoidance of unnecessary finishes and treatments that may limit reuse. Components should be durable, replaceable, easy to handle, transport, and reassemble, while connection details should allow disassembly with standard tools, with minimal damage to adjacent elements. Proper documentation, disassembly planning, lifting provisions and, where necessary, spare parts are essential to support future reuse and circular economy business models. However, ISO 20887 [7] does not provide specific design models for reused precast RC elements. Beyond standards, manufacturers of connection systems for precast concrete structures have also recognized the need for reuse-oriented solutions. Accordingly, some industrial case studies have demonstrated the disassembly and reassembly of existing connection systems as a practical step toward the future reuse of precast concrete elements. One such example is the *Peikko white paper* [8], in which the company performed a practical demonstration of the disassembly and reassembly of grouted column-to-foundation joints, as well as a prefabricated precast concrete frame. The researchers who conducted this study [8] followed the methodology for disassembly and reassembly that was suggested by ISO 20887 [7], but the samples were not subjected to any type of loading during the process.

The *ReCreate – Reusing precast concrete for a circular economy* is a research project focused on developing and testing methods deconstructing, assessing, and reusing precast concrete elements in new buildings [9]. They suggested the following reuse procedure: pre-deconstruction audit, structural investigation, deconstruction design and execution, full-scale testing, when necessary, redesign and reassembly, and product approval [10]. The key properties required for structural verification include concrete compressive strength, reinforcement strength and layout, cover depth, durability-related parameters, damage level and possible hazardous substances [11]. But, again, the methodology for designing reuse precast concrete elements or calculating their bearing capacity was not determined.

2.2. DEMOUNTABLE CONNECTIONS FOR REUSABLE RC STRUCTURES-EXPERIMENTAL VALIDATION

The literature review of existing experimental studies was conducted to identify criteria used to assess the reusability of precast RC elements. Slab-to-slab and slab-to-beam, beam-to-column, and column-to-foundation connections in precast RC structures were analysed.

2.2.1. Slab-to-slab and slab-to-beam connections

Available studies on demountable slab-to-slab connections remain largely limited to conceptual solutions or preliminary tests, and no complete slab-to-slab connection system has been experimentally validated in the second life cycle [5]. Therefore, the most relevant experimental validation related to reusable slab connections is currently the slab-to-beam connections proposed by Li et al. [12]–[15]. The connection consists of embedded steel boxes in the precast beam and steel channels in the precast slab, connected by accessible high-strength bolts and end plates. This layout enables bolt replacement and disassembly of the beam and slab without significant damage to the main concrete elements. The layout of the proposed connection is shown in Figure 1.

In the first life cycle, the specimens were tested under monotonic push-out loading, and failure was generally governed by bolt shear fracture, while the concrete beam and slab, as well as the embedded steel box and channel, remained largely undamaged. The reusability of this connection was further assessed by testing reassembled specimens in a second life cycle. After the first loading phase, the specimens were disassembled, damaged bolts were replaced, and the specimens were reassembled and tested again. The failure mode remained governed by bolt shear, while the ultimate shear capacity, initial stiffness and peak slip generally decreased by approximately 5–20%, depending on bolt diameter, connector spacing and steel box thickness. Although this reduction indicates that the behaviour in the first life cycle cannot be directly assumed for the second, the connection still exhibited adequate deformation capacity and stable mechanical behaviour after reassembly. Therefore, these studies confirm the reuse potential of the proposed slab-to-beam connection. A key design criterion of the proposed demountable connection was to concentrate failure in the replaceable bolts, while preventing significant damage to the concrete beam and slab, thereby preserving the main RC elements for future reuse.

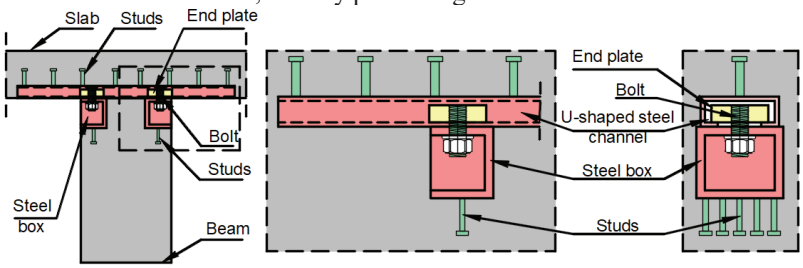


Figure 1: Demountable slab-to-beam connection - adapted from [12]–[14]

2.2.2. Beam-to-column connections

Aninthaneni et al. [16]–[17] experimentally investigated an emulative dry beam-to-column connection with a steel end plate embedded at the beam end and through anchor bolts passing through the column. The beam longitudinal reinforcement was welded and anchored to the embedded steel plate, while additional bent-up bars and stiffeners were used to improve shear transfer and increase the connection's stiffness and moment resistance. The connection was completed by clamping the through bolts to a steel backing plate at the rear side of the column. The bolts were pretensioned, and the connection was designed as an overdesigned joint, intended to remain rigid and elastic while plastic hinging developed in the beam outside the connection region, as shown in Figure 2 a. The authors also tested a related configuration using stiffened steel angles and horizontal and vertical through bolts inserted through steel ducts embedded in the beam and column, as shown in Figure 2 b. Two layouts were tested: one with steel angles only and another with additional embedded steel web plates for shear transfer. Rubber sheets or dental plaster were used to improve contact between the steel connection and concrete surfaces. This configuration followed the same demountable connection concept, but with a different steel connection layout.

For both connection solutions, experimental cyclic tests were conducted on two specimens with identical connection layouts. In the first test, failure occurred in the precast beam outside the connection region. The connection was then disassembled, the damaged beam was removed, and a new beam was connected to the same column for the second test. The results showed no significant difference between the two specimens, with plastic hinging again developing in the beam outside the connection. The tested dry end-plate connection exhibited behaviour comparable to wet-jointed or monolithic beam-to-column joints, with favourable energy dissipation. The study confirmed that the connection is demountable and that, if damage is limited to the beam, the beam can be replaced while the RC column and connection region can be reused.

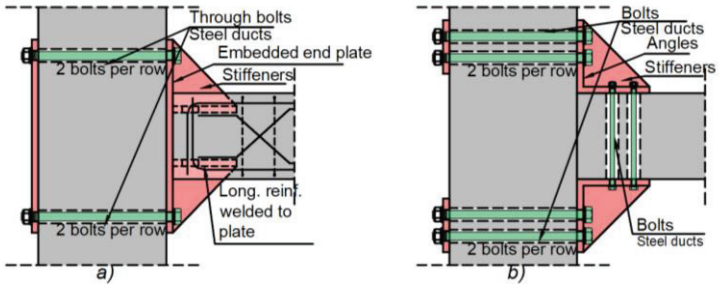


Figure 2: Beam-to-column connections with bolts adapted from [16]–[17]*: a) connection with embedded steel end plate and stiffeners b) connection with steel angles and stiffeners*

Xiao et. al [18], [19] and Ding et.al [20] proposed a DfD beam-to-column connection developed as a beam-to-beam connection placed outside the joint core, in order to avoid damage concentration in the column region and enable future disassembly. In the first solution, the middle precast beam was seated on short protruding beams extending from the column, while continuity of the longitudinal reinforcement was achieved by welding and a small amount of post-cast concrete was added in the connection zone, as shown in Figure 3 a. In the later solution, the same concept was improved by incorporating embedded I- and T-section steel elements in the reusable beam to increase shear resistance and prevent buckling of the longitudinal reinforcement. The improved DfD joint was tested on full-scale interior frame specimens under quasi-static cyclic loading. The original specimens were first loaded up to 2% interstorey drift, selected as a post-earthquake limit state that allowed deconstruction and reuse of the beam. After deconstruction, the same middle beams were reinstalled, and the reused specimens were tested to failure. The results showed satisfactory load-bearing capacity and stable hysteretic behaviour after reassembly, although the reused specimens exhibited reduced displacement ductility due to damage accumulated during the first loading stage. No sudden failure occurred, confirming that the middle beam could be reused in a second life cycle if prior damage is properly controlled and accounted for.

Wang et al. [21] tested post-tensioned precast beam-to-column joints with steel jackets and replaceable mild steel bars. The beams were prestressed against the column using unbonded post-tensioned strands, while steel jackets protected the beam ends and column from concrete crushing, as presented in Figure 3 b. Replaceable mild steel bars, connected to the beam-end steel jackets either directly or through replaceable steel angles, were used as energy-dissipating components. Under cyclic loading, yielding was primarily confined to the mild steel bars, while the post-tensioned strands and beam reinforcement remained elastic. The precast joint exhibited strength comparable to that of the monolithic specimen, negligible residual deformation, and limited concrete cracking under service-level seismic drift. After the first test, the damaged mild steel bars, replaceable angles and post-tensioned strands were replaced, while the precast beam and column were reused and retested. The reused specimen exhibited seismic behaviour very similar to that of the original precast specimen, with comparable strength, stiffness, and energy dissipation. Therefore, the main criterion for reuse was the concentration of inelastic deformation in replaceable steel dissipators, while the concrete members and the prestressing system remained largely undamaged or were replaceable. This confirmed the possibility of disassembly, replacement of damaged components and reuse of both the precast beam and column.

Cai et al. [22] investigated self-centring post-tensioned precast beam-to-column connections with replaceable steel top and seat angles. The precast beam and column were connected using unbonded post-tensioning strands, while the top and seat steel angles were bolted to the beam and column and acted as replaceable energy-dissipating fuses, as shown in Figure 3 c. The seat angles also provided support for the beam during assembly. The authors conducted displacement-controlled cyclic loading tests on precast beam-to-column subassemblies. The results showed that

the main nonlinear deformation was concentrated in the steel angles, while the precast beam, column and post-tensioning strands remained almost elastic up to high drift levels. The reuse potential was assessed by retesting one previously loaded specimen after replacing the steel angles. The reused specimen exhibited hysteretic behaviour almost identical to the original, with only slight reductions in strength and initial stiffness due to pre-existing cracks in the beam. Therefore, the main reuse criterion was the concentration of damage in replaceable steel angles, while the primary concrete members and post-tensioning system remained largely undamaged and capable of being reused.

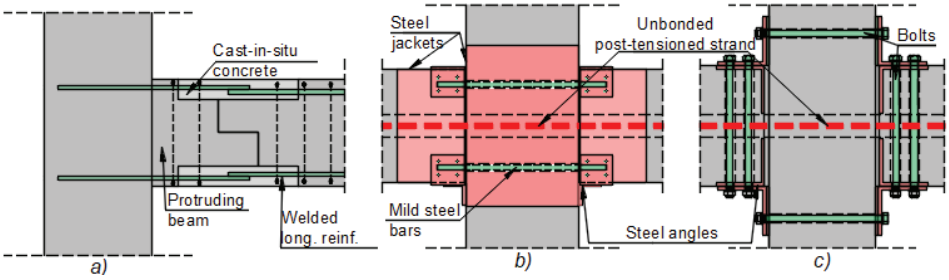


Figure 3: Beam-to-column connections: a) with partial cast-in-situ concreting – adapted from Xiao et. al [18], [19] *and Ding et.al* [20]*, b) post-tensioned connections – adapted from Wang et al.* [21]*, c) Cai et al.* [22]

2.2.3. Column-to-foundation connections

Guo et al. [23] proposed a prefabricated RC column with a replaceable column-base connection intended to concentrate seismic damage in replaceable steel components rather than in the main concrete members, as shown in Figure 4. The upper part of the specimen was a conventional RC column, while the lower part was formed as a reduced concrete-filled steel tubular column connected to the foundation through external replaceable steel fuses. The steel fuses were bolted to both the column base and the foundation and acted as the main energy-dissipating components. Padding blocks were placed between the steel fuses and the column to provide lateral support, while additional buckling restraint plates were used to limit fuse buckling. The reduced column-base section was designed to promote rocking at the interface, reduce the deformation demand in the fuses, and protect the RC column, concrete-filled tube (CFT) column segment and foundation from significant damage.

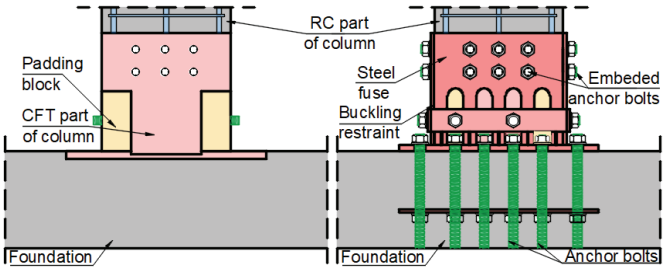


Figure 4: The configuration of the column-to-foundation connection adapted from Guo et al. [23]

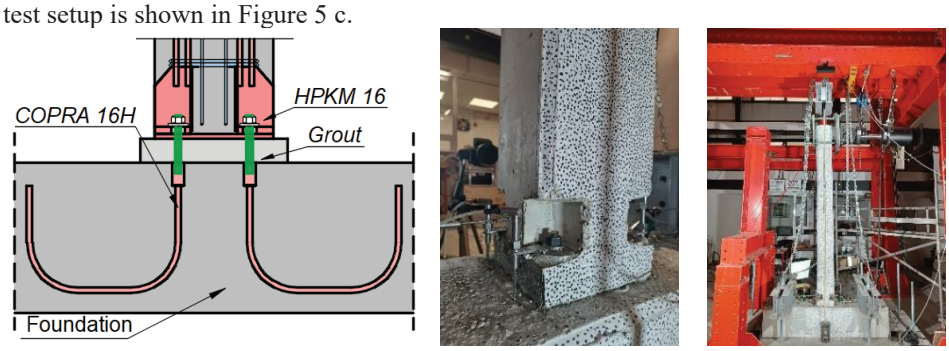
To evaluate the reuse potential of the proposed column-to-foundation connection, Guo et al. [23] tested four full-scale prefabricated RC column specimens under cyclic lateral loading. Each specimen was tested twice: in the first stage, the specimens were loaded up to a drift ratio of 2%, after which the damaged steel fuses and padding blocks were replaced. In the second stage, the reused specimens were tested again under the same configuration up to a drift ratio of 4%. The 2% drift limit was selected to satisfy repairability requirements, since larger drift levels would make post-earthquake repair more difficult. The results showed that damage was mainly

concentrated in the replaceable steel fuses and padding blocks, while the column and foundation remained essentially undamaged. After replacement of the damaged components, the specimens exhibited cyclic behaviour similar to that observed before replacement, particularly up to 2% drift, confirming that the main column and foundation components could be reused after replacing the damaged connection parts.

The reviewed studies show that existing reusable connections mostly rely on concentrating the damage in predefined regions or connection parts. However, the reuse potential of standard, widely used industrial connection systems remains unvalidated. To address this gap, the following case study investigates the reuse potential of a demountable column-to-foundation connection based on column shoes and anchoring couplers in two life cycles.

3. CASE STUDY ON COLUMN-TO-FOUNDATION CONNECTION

The aim of this case study was to experimentally validate whether both the precast RC column and RC foundation could be reused after disassembly and reassembly of the joint. The connection consisted of Peikko [24] HPKM 16 column shoes embedded in the column, COPRA 16H anchoring couplers embedded in the foundation, grout between the column and foundation, and demountable threaded rods used for connecting the column shoes with the anchoring couplers. The original specimen (OS) was subjected to cyclic lateral loading up to 1% drift. The 1% drift limit was adopted to represent a damage-limitation seismic demand, in accordance with the Eurocode 8 standard [25] drift criterion for frequent earthquakes. The connection was then disassembled, the grout was removed, and the same column and foundation were reassembled using new external threaded rods and new grout. The reused specimen (RS) was subsequently tested again under cyclic lateral loading up to a 5.5% drift. The structural response in the first and second life cycles was compared in terms of load-bearing capacity, hysteretic behaviour and damage development. The connection configuration is shown in Figures 5 a and 5 b, while the test setup is shown in Figure 5 c.



a) *b)* *c)*

Figure 5: Connection detailing and experimental setup: (a) schematic design of the demountable column-to-foundation connection; (b) assembled connection; (c) test setup.

3.1. EXPERIMENTAL TESTING

The full-scale sample of the demountable column-to-foundation joint was tested under cyclic horizontal load and constant axial force. The precast column was mounted on the RC foundation and vertically loaded by a hydraulic jack, while cyclic horizontal displacement was applied near the column top using a horizontal actuator. The same test setup was used in both life cycles. The normalised axial force was 0.05. The loading protocol was drift-controlled. In the first phase, the drift was gradually increased in small increments up to 2% (for OS up to 1%), with three cycles at each drift level. For the RS in the second phase, the drift was increased in larger increments until the test was completed. During testing, the top displacement of the column was measured using a draw-wire sensor, while LVDTs were used to measure vertical displacements of the

column shoes and horizontal slip at the column–foundation interface. In addition, the frontal side of the specimen was monitored using a Digital Image Correlation system, and strain gauges were installed on the column reinforcement and anchorage reinforcement in the foundation.

3.2. DISASSEMBLY, REASSEMBLY AND REUSE

After the first cyclic test, the specimen was successfully disassembled without significant difficulty. The nuts on the external threaded rods were first unscrewed, after which the precast column was lifted from the foundation. The threaded rods were then removed, and the grout layer between the column and foundation was relatively easily mechanically removed. After the first life cycle, all reinforcement and anchorage components remained in the elastic range. Only a few cracks were observed in the column, while the foundation and embedded steel components, including the HPKM column shoes and COPRA anchoring couplers, remained undamaged. The same precast column and RC foundation were then reused in the second cyclic test. The column was placed back in the same position, while only the external threaded rods and grout were replaced with new components of the same characteristics as those used in the first joint assembly. This procedure confirmed that the main precast concrete elements and embedded steel connection components could be preserved during disassembly and reused after reassembly. The demounting procedure is shown in Figure 6.

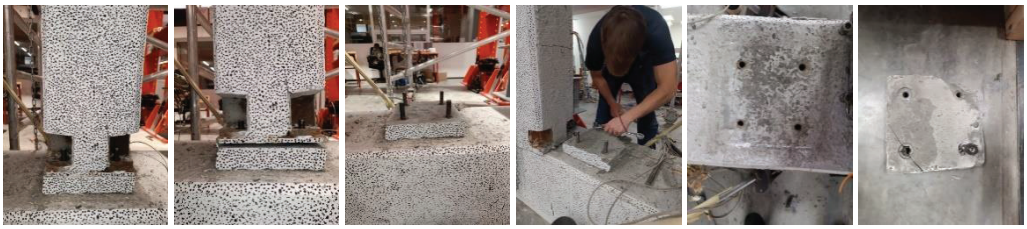


Figure 6: Demounting procedure of the precast column–foundation connection

The comparison of the joint behaviour in the first and second cyclic test showed that the hysteretic response up to 1% drift was practically the same, as shown in Figure 7. During the second life cycle, no new damage was observed in the column up to the 1% drift. The existing cracks reopened and slightly widened, but without significant additional damage. New cracks started to develop only after the loading exceeded 1% drift. The reused specimen showed stable cyclic behavior up to 5.5% drift, which corresponded to the stroke capacity of the testing equipment. These observations indicate that the demountable column-to-foundation connection allowed reuse of both the column and foundation, provided that only the grout layer and external threaded rods were replaced after disassembly.

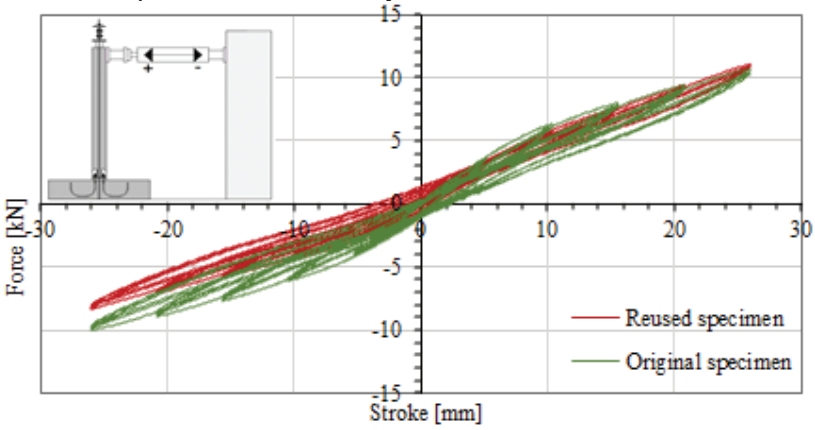


Figure 7: Hysteretic curves for 2 life cycles up to 1% drift

4. CONCLUSION

The reviewed studies indicate that demountable connections can provide adequate structural performance, yet clear and widely accepted criteria for element reuse are still lacking. A precast RC element can be considered suitable for reuse only when systematic research and assessment methods are available to explain and predict its behaviour after the first life cycle, including developed methodologies for design, monitoring, pre-demolition audits, demolition strategies and selection criteria. Formulating practical recommendations for reuse will require new verification methodologies for reuse validation, like non-destructive testing methods developed to consider all relevant loads and actions, such as earthquakes, durability and fire exposure.

- Although current standards and guidelines provide useful general principles for the design for deconstruction of precast RC elements, a complete standardized methodology for their structural reuse has not yet been established. In particular, existing design standards do not provide clear rules for the design of reusable precast RC structures, nor do they define explicit criteria for determining whether a previously used structural element is suitable for reuse.

- The literature review showed that the reuse potential of precast RC elements strongly depends on the detailing of demountable connections and on the control of damage during loading. Therefore, when designing reusable precast systems, damage should be intentionally concentrated in predefined regions, such as replaceable steel components, sacrificial connection parts, or structural elements that can be easily demounted and replaced after severe loading. The main reusable elements should remain largely undamaged, while the parts expected to experience inelastic deformation should be accessible and replaceable.

- The experimental case study confirmed that a relatively simple demountable column-to-foundation connection can enable the reuse of both the precast column and the foundation. After the first life cycle, only the grout layer and external threaded rods were replaced, while the column, foundation, HPKM column shoes and COPRA anchoring couplers were reused. The similar behaviour observed in the first and second life cycles indicates that, with appropriate connection detailing, reusable precast RC column-to-foundation systems can achieve satisfactory structural performance.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to express their gratitude to the CircBoost – Boosting Circular Economy in Construction Industry, funded by the European Union under the Horizon Europe research and innovation programme (Grant Agreement No. 101082068), Ministry for Education, Science, and Technology, Republic of Serbia (Grant number 200092), and Peikko Slovakia, especially Zsolt Kokrehel, for their support in this research.

REFERENCES

[1] Selvaraj S., Chan T. Recommendations for implementing circular economy in construction: direct reuse of steel structures, Journal of Constructional Steel Research, 214, 2024, 108439.

[2] Jeyabalan A. K. R., Selvaraj S. K., Chan T. M., Pan W. Novel directly reusable column base connection: experimental investigations on the effects of baseplate and connector thickness, Thin-Walled Structures, 224, 2026, 114666.

[3] Schmidt B., Joachim L., Oettel V. Circular construction system with reused RC components – compressive load-bearing capacity of subtractively processed dry joints, Journal of Building Engineering, 117, 2026, 114681.

[4] Vidović M., Milićević I., Carević J. Demountable connections for structural concrete reusability – State of the art and future directions for reinforced concrete, Part II: precast frames, Building Materials and Structures, 69, 2026, 2600016V.

[5] Carević J., Milićević I., Vidović M. Demountable connections for structural concrete reusability – State of the art and future directions for reinforced concrete, Part I: slabs, Building Materials and Structures, 69, 2026, 2600017C.

[6] Lahdensivu J., Huuhka S. Betonielementtien uudelleenkäyttömahdollisuudet, Tampere University of Technology, Tampere, 2015.

[7] International Organization for Standardization. ISO 20887: Sustainability in buildings and civil engineering works – Design for disassembly and adaptability, ISO, Geneva, 2020.

[8] Yrjölä J., Wanjala P. Dismount and reuse of precast concrete frame, Peikko Group Corporation, Lahti, 2022.

[9] ReCreate. Reusing precast concrete for a circular economy, available at: https://recreate-project.eu/, accessed 25 June 2026.

[10] Räsänen, A., Lindman, N., Matthews, B. & Lahdensivu, J. Quality management best practices in reuse of precast concrete elements, The ReCreate project, 2025.

[11] Räsänen, A., Lahdensivu, J., Gudmundsson, K., Dervishaj, A., Westerlind, H., Lambrechts, T., Vullings, M., Arnold, V. & Huuhka, S. Properties and quality of precast concrete elements deconstructed in ReCreate's pilots, The ReCreate project, 2024.

[12] Li W., Chen W., Jiang H., Su H. Flexural behavior of concrete beam and slab with novel demountable connectors, Buildings, 15 (15), 2025, 2776.

[13] Li W., Chen W., Lin X., Chen L., Lv H., Shao K. Cyclic behavior and damage mechanisms of a demountable RC joint: integrated experimental and analytical study, Structures, 79, 2025, 109609.

[14] Li W., Chen W., Lin X., Chen L., Jiang H., Su H. Experimental and numerical study on behavior of demountable shear connectors in sustainable reinforced concrete beam–slab systems, Construction and Building Materials, 445, 2024, 137918.

[15] Li W., Fan H., He S., Lin X., Chen L., Lv H. Experimental studies on fully demountable P-DBSC shear connectors in sustainable reinforced concrete beam–slab systems, Structures, 68, 2024, 107134.

[16] Aninthaneni P. K., Dhakal R. P., Marshall J. Nonlinear cyclic behaviour of precast concrete frame sub-assemblies with dry end-plate connections, Structures, 14, 2018, 124–136.

[17] Aninthaneni P. K., Dhakal R. P., Marshall J., Bothara J. Seismic performance of a sub-assembly of a demountable precast concrete frame building, Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering: Building an Earthquake-Resilient Pacific, Sydney, Australia, 2015, 189–198.

[18] Xiao J., Ding T., Zhang Q. Structural behavior of a new moment-resisting DfD concrete connection, Engineering Structures, 132, 2017, 1–13.

[19] Xiao J., Chen Z., Ding T., Xia B. Effect of recycled aggregate concrete on the seismic behavior of DfD beam–column joints under cyclic loading, Advances in Structural Engineering, 24 (8), 2021, 1695–1709.

[20] Ding T., Xiao J., Chen E., Khan A. R. Experimental study of the seismic performance of concrete beam–column frame joints with DfD connections, Journal of Structural Engineering, 146 (4), 2020, 04020036.

[21] Wang H., Marino E. M., Pan P., Nie X. Experimental study of a novel precast prestressed reinforced concrete beam-to-column joint, Engineering Structures, 156, 2018, 68–81.

[22] Cai X., Pan Z., Zhu Y., Gong N., Wang Y. Experimental and numerical investigations of self-centering post-tensioned precast beam-to-column connections with steel top and seat angles, Engineering Structures, 226, 2021, 111397.

[23] Y. T. Lu, Z. X. Guo, Y. Liu, and S. H. Basha, “Performance of prefabricated RC column with replaceable Column-Base connection under cyclic lateral loads,” Eng. Struct., vol. 240, no. April, p. 112343, 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112343.

[24] Peikko Group, COPRA Anchoring Coupler - Technical manual, available at: www.peikko.com, accessed 25 June 2026.

[25] European Committee for Standardization. EN 1998-1: Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, Brussels, 2004.

E-34
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026038P

Aleksandar Pujović[1], Tiana Milović[2], Anka Starčev-Ćurčin[2]

DURABILITY AND RELATED PROPERTIES OF CEMENT-BASED COMPOSITES CONTAINING CERAMIC WASTE TILE POWDER

Summary: The increasing environmental impact of cement production has driven the search for sustainable supplementary cementitious materials (SCMs). The incorporation of ceramic waste tile powder (CWTP) as a partial cement replacement in concrete and mortar has proven to be significant for durability and related properties improvement, enhancing the microstructure of cementitious composites, reducing porosity and capillary absorption, while simultaneously promoting the formation of additional C–S–H gel through pozzolanic reactions. It has been observed that the optimal level of cement replacement with CWTP depends on the investigated durability property, with overall performance improvements achieved within a range of approximately 5% to 40%. Lower replacement levels (around 5–20%) show more favorable results in terms of acid and sulfate resistance, while higher levels (30–40%) significantly contribute to the reduction of capillary absorption and chloride ion penetration, confirming that the effectiveness of CWTP varies depending on the dominant degradation mechanism.

Keywords: ceramic waste tile powder, cement replacement, durability, capillary absorption

TRAJNOST I POVEZANA SVOJSTVA CEMENTNIH KOMPOZITA KOJI SADRŽE PRAH KERAMIČKOG OTPADA OD PLOČICA

Rezime: Sve veći uticaj proizvodnje cementa na životnu sredinu podstakao je potragu za održivim dodatnim cementnim materijalima (SCM). Ugradnja praha od otpadnih keramičkih pločica (CWTP) kao delimične zamene cementa u betonu i malteru pokazala se značajnom za poboljšanje trajnosti i srodnih svojstava, unapređujući mikrostrukturu cementnih kompozita, smanjujući poroznost i kapilarno upijanje, uz istovremeno podsticanje formiranja dodatnog C–S–H gela putem pucolanskih reakcija. Uočeno je da optimalni nivo zamene cementa CWTP-om zavisi od ispitivanog svojstva trajnosti, pri čemu su ukupna poboljšanja performansi ostvarena u opsegu zamene od približno 5% do 40%. Niži nivoi zamene (oko 5–20%) pokazuju povoljnije rezultate u pogledu otpornosti na dejstvo kiselina i sulfata, dok viši nivoi zamene (30–40%) značajno doprinose smanjenju kapilarnog upijanja i prodora hloridnih jona. Ovi rezultati potvrđuju da efikasnost CWTP-a varira u zavisnosti od dominantnog mehanizma degradacije.

Ključne reči: prah keramičkog otpada od pločica, zamena za cement, trajnost, kapilarno upijanje

[1] Western Serbia Academy of applied studies, aleksandarpujovic@gmail.com
[2] Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad

1. INTRODUCTION

On a global scale, the construction sector is one of the largest consumers of natural resources, utilizing approximately 50% of all extracted raw materials and contributing more than one-third of greenhouse gas emissions associated with the built environment [1–4].

According to European Union legislation [5], construction and demolition waste (C&DW) includes materials generated during the construction, renovation, reconstruction, demolition, or dismantling of buildings and infrastructure. In most cases, this type of waste is disposed of in landfills [6].

Such waste generated by the construction sector accounts for around 30% of the total waste produced globally [7], while it is estimated that more than 35% of the total generated C&DW is landfilled each year [8].

As part of C&DW, ceramic tile waste (CWT), which is mainly generated during the production, construction, renovation, and demolition of buildings, includes broken tiles, rejected production batches, and unused cutting residues [9,10]. On a global scale, more than 10 million square meters of ceramic tiles are produced annually [11]. Detailed studies have shown that 15–30% of materials are converted into waste during ceramic manufacturing processes [12,13].

This study deals with CWT as finely ground powder obtained from ceramic tile waste generated during manufacturing and polishing processes, i.e. ceramic waste tile powder (CWTP).

Solid waste generated during ceramic tile production can be classified into waste produced before and after glazing and firing. The first group mainly consists of clay mixture residues or broken ceramic pieces that can be reused in tile production. The second group consists of waste that is usually discarded, as it contains too many impurities to be reintroduced into the production process [14]. During the polishing process, waste is generated that retains the same characteristics as the original product and therefore has potential for reuse in the construction industry. This process is carried out at the end of the production line to ensure uniform tile dimensions. Excess material from the edges is removed using diamond grinding wheels in the presence of water [15].

Experimental studies indicate that partial replacement of ordinary Portland cement (OPC) with finely ground ceramic waste enables the production of more sustainable binders with reduced environmental impact. Although numerous studies [16–23] have investigated the rheological and mechanical properties of cementitious composites incorporating ceramic powder, including CWTP, as a supplementary cementitious material (SCM), data on the durability of these systems remain limited.

As shown in Figure 1, CWT exists in two color variations, white and red [13].

Figure 1: CWT colors: (a) white resource; (b) red resource, modified from [13]

During the grinding process, a significant increase in the specific surface area of the material occurs, as coarser particles are broken down into a larger number of finer particles.

Previous studies [17], [24–25] have shown that CWTP contains more than 70% of silicon dioxide, aluminum oxide, and iron oxide, thereby meeting the requirements of ASTM C618 [26] for pozzolanic materials. The presence of silicon dioxide and aluminum oxide promotes pozzolanic reactions and contributes to the improvement of concrete compressive strength.

CWTP, which has a high content of silica and alumina, can potentially improve the compressive strength of cement-based composites when used as a partial cement replacement up to a certain level. Previous studies have shown that the use of CWTP as SCM can positively influence the compressive strength of mortar and concrete. The best results are generally achieved at replacement levels up to 10%, where either an increase or a negligible change in strength is observed compared to reference mixtures [27]. At higher replacement levels (above 15–20%), a reduction in strength occurs due to the decreased cement content and reduced formation of hydration products.

In addition, mortar mixtures containing CWTP have shown further strength development at later curing ages, which is attributed to pozzolanic activity and the filler effect, both of which contribute to the formation of a denser microstructure [28–31]. Overall, the results indicate that CWTP can be effectively used as SCM at optimized replacement levels, most commonly in the range of 5–15% when mechanical performance is the primary requirement.

In general, most available research focuses predominantly on permeability and chloride ion ingress resistance, while other key durability parameters of cement-based composites incorporating ceramic waste powder remain insufficiently investigated. The improved durability of cementitious composites is mainly attributed to microstructural enhancement of the matrix, particularly the refinement of pore size and reduction of pore connectivity. Furthermore, increased resistance to chemical attack is linked to the reduced content of portlandite ($Ca(OH)_2$), which is consumed during pozzolanic reactions, resulting in a denser and more stable internal structure of the composite.

This paper presents a concise review of available studies addressing the durability and related properties of cement composites in which cement is partially replaced with CWTP. The analyzed research covers capillary absorption, drying shrinkage, sulfate and acid resistance, as well as chloride ion penetration, with the aim of assessing the influence of CWTP on microstructural changes and the long-term durability of concrete and mortar.

2. WATER ABSORPTION DUE TO CAPILLARY ACTION

Sorptivity represents the ability of porous materials to absorb and transport water or other liquids through interconnected capillary pore networks [13]. This parameter is closely related to the microstructure of the material, particularly pore size distribution and pore connectivity, and plays a crucial role in durability-related properties such as permeability, resistance to environmental exposure, and the long-term performance of cement-based composites.

The observed improvement is mainly attributed to the fine particle size of CWTP, which produces a strong micro-filler effect and enhances pore refinement, together with the activation of pozzolanic reactions that promote the formation of a denser and more homogeneous cementitious matrix. Consequently, total porosity is reduced and the internal structure of the cementitious materix is significantly refined, leading to lower water penetration and improved durability.

Li et al. [32] reported that the use of CWTP as a partial cement replacement at levels up to 40% results in a reduction in capillary sorptivity.

Furthermore, the increased formation of C–S–H gel at optimal CWTP levels contributes to reduced porosity and the development of a more compact and structurally dense internal microstructure of concrete.

3. DRYING SHRINKAGE

Studies show that drying shrinkage of concrete can lead to crack formation, reduced tensile strength, loss of prestress, and structural deformations [33]. The inclusion of CWTP as a cement replacement significantly mitigates this shrinkage [17]. This effect is particularly pronounced when the replacement exceeds 20%, with shrinkage reductions ranging from 29% to 60% compared to control mixes. For 50 MPa concrete, the reduction was 28–53%, while for 75 MPa concrete it was 25–27%, when CWTP was used at replacement levels of up to 40% [17].

In high-performance concrete, a significant reduction in shrinkage was observed, ranging from approximately 12% to 27% [34]. In mortars, it was observed that average drying shrinkage decreases in mixtures containing CWTP compared to standard OPC mortar after 90 days of curing [35].

Based on the available results related to drying shrinkage, a cement replacement level of 20–40% with CWTP can be recommended, as the most pronounced reductions in shrinkage were observed at replacement levels exceeding 20%. However, the final optimal replacement level should be determined by considering not only shrinkage behavior but also the mechanical properties and durability of concrete.

This improvement is attributed to a reduced free water content and a denser microstructure, resulting from the pozzolanic activity of CWTP [17].

4. RESISTANCE TO SULPHATE ATTACK

Sulfates present in soil or seawater can chemically attack OPC concrete when exposed to such environments. Upon contact with sulfate solutions, sulfate ions react with calcium hydroxide and tricalcium aluminate phases in the cement paste, leading to the formation of gypsum and expansive ettringite. These reactions may cause microcracking, strength loss, and long-term deterioration of the concrete structure.

The severity of sulfate attack depends on several factors, including sulfate concentration, concrete composition, and the incorporation of SCMs such as waste ceramic powder. These additions can modify the chemical processes within the cementitious matrix, improving resistance to sulfate attack and reducing material degradation [36–37].

Li et al. [32] reported that incorporating CWTP at replacement levels of 5% and 10% in mortar mixtures significantly enhanced resistance to surface deterioration. These mixtures exhibited reduced spalling and fewer surface cracks compared to control specimens. At a 20% replacement level, the improvement was even more pronounced, with no observable spalling and crack-free surfaces. This behavior is attributed to the pozzolanic activity of CWTP, which improves microstructure development, densifies the cement matrix, and reduces weak zones susceptible to cracking and degradation.

In addition, Mohammadhosseini et al. [38] reported that OPC mortar experienced a mass loss of 0.7% after three months of immersion, whereas mortar containing CWTP showed a mass gain of 1.7% under the same conditions in a Na_2SO_4 solution.

The incorporation of CWTP, which consumes weak calcium hydroxide and promotes the formation of additional C–S–H gel, results in a denser internal concrete structure with improved resistance to sulfate attack [13].

In terms of sulphate resistance, a CWTP replacement level of 10–20% is recommended, with 20% showing the best performance in preventing cracking and improving durability.

Overall, the study highlights the positive role of CWTP in increasing the structural integrity and long-term durability of cementitious materials.

5. RESISTANCE TO CHLORIDE INGRESS

Chlorides are a primary factor in accelerating the corrosion of steel reinforcement in concrete. El-Dieb and Kanaan [17] evaluated chloride ion penetration in concrete incorporating CWTP at replacement levels of 10–40%. The results at 28 days showed a clear reduction in chloride permeability with increasing CWTP content, with measured values decreasing from 3899 to 590 coulombs. This improvement was mainly attributed to the pozzolanic activity of CWTP, which enhances matrix densification and refines the pore network, thereby limiting chloride transport through the concrete.

Figure 2 shows that as the SCM content in concrete increases, chloride ion penetration decreases, meaning that the concrete becomes less permeable to chlorides [17].

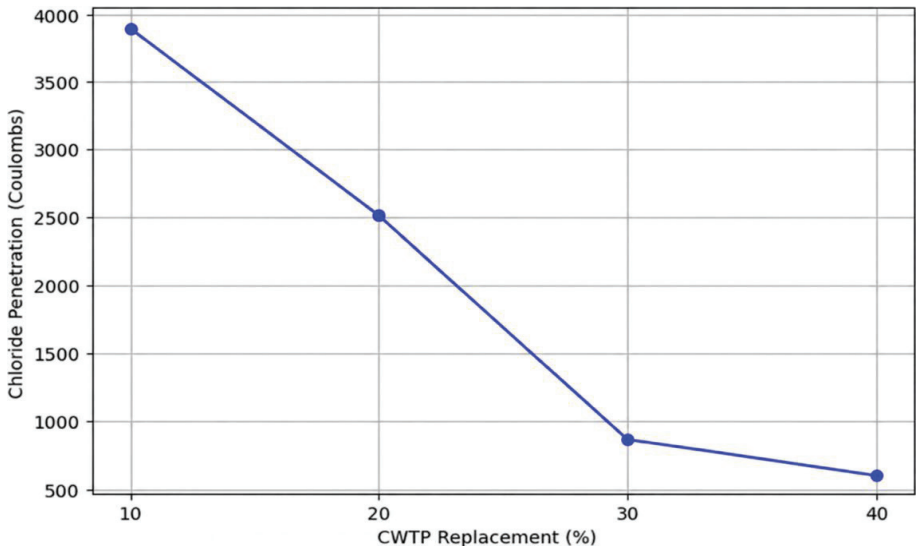


Figure 2: Chloride ion penetration in concrete with 10–40% CWTP at 28 days, modified from [17]

The reduced chloride ingress in concrete containing CWTP is attributed to the lower volume of permeable pores within the cement matrix, which restricts ion transport through the material. In addition, the pozzolanic activity of CWTP promotes the formation of additional C–S–H gel, leading to a denser concrete microstructure and further reduction in pore connectivity.

As a result, CWTP-modified concrete exhibits enhanced resistance to chloride-induced chemical attack, thereby improving the long-term durability of concrete structures, particularly in aggressive environments such as seawater or contaminated soil.

Mohammadhosseini et al. [39] investigated the effect of CWTP as a cement replacement in mortars. After 18 months of exposure, the mass of specimens increased by 3.8% in OPC mortar and by 2% in mortar containing CWTP. The CWTP mortar also exhibited an average penetration depth of 5 mm, whereas the reference mortar showed a penetration depth of 15 mm [39].

According to Kannan et al. [40], the reduced penetration of chloride ions in concrete containing CWTP can be attributed to its less permeable pore structure compared to concrete without ceramic waste.

Chloride ion penetration into the concrete matrix is one of the most detrimental processes directly affecting the long-term durability and safety of concrete structures [41-43]. Chloride ions can penetrate through pores and microcracks in the concrete, reach the surface of the reinforcement, and initiate an electrochemical corrosion reaction. This process leads to the

expansion of corroded particles, the development of internal stress, formation of cracks, and, over time, a reduction in the load-bearing capacity and stability of the structure.

Due to the severity of this issue, reducing pore connectivity and limiting chloride ingress are key strategies for improving concrete durability, and the use of additives such as CWTP has shown significant potential in achieving these objectives.

Based on the presented results, CWTP replacement levels between 10% and 40% can be recommended for improving resistance to chloride ingress, with the most significant reduction in permeability and chloride penetration observed at higher replacement levels within this range.

6. ACID RESISTANCE

Resistance to acid attack represents a key durability requirement for concrete structures since acidic environments are particularly harmful due to their direct contribution to reinforcement corrosion. Statistical data indicate that more than 40% of structural damage and failures are associated with steel reinforcement corrosion [22].

Mohit et al. [44] examined the potential of using CWTP as a partial cement replacement in mortars exposed to hydrochloric acid. After 56 days of exposure, the reference specimen showed a mass loss of 8.64%, while mixes containing 5–25% CWTP exhibited slightly lower or comparable mass losses, ranging between 7.11% and 9%.

The corresponding results regarding mass loss and compressive strength reduction for different CWTP contents after 56 days of hydrochloric acid exposure are presented in Figure 3.

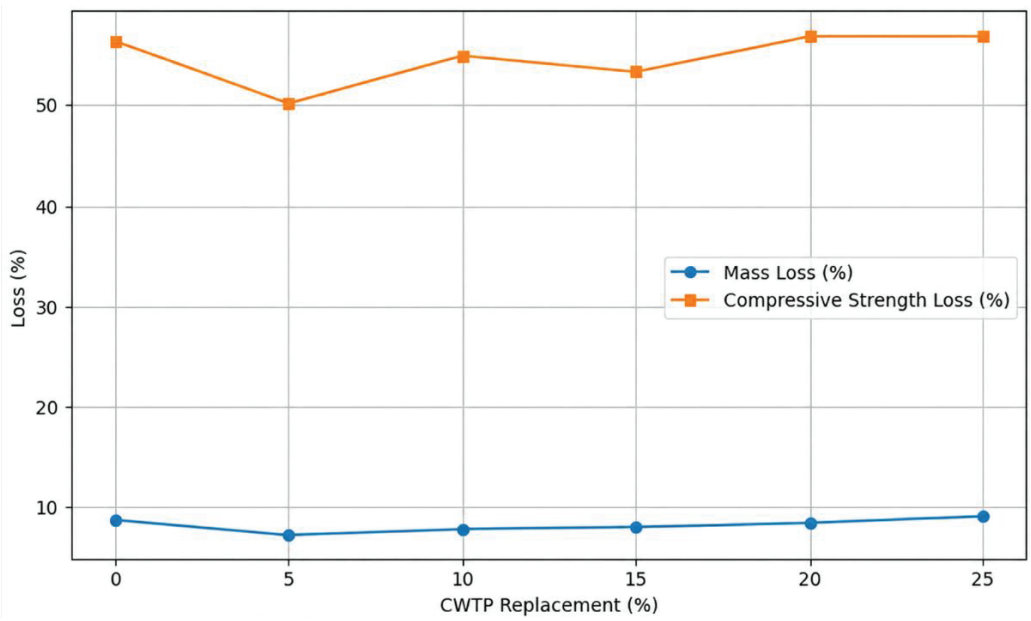


Figure 3: Effect of CWTP replacement on mass loss and compressive strength of mortar after 56 days of hydrochloric acid exposure, modified from [44]

Similarly, all specimens experienced a reduction in compressive strength. The mixtures with 5% CWTP demonstrated the lowest strength reduction (approximately 50%), while higher replacement levels resulted in more pronounced losses, reaching about 57%. Compared with the control concrete, which lost around 56% of its initial strength, the results indicate that incorporating a small proportion of CWTP can mitigate the adverse effects of acid attack, whereas higher CWTP contents do not provide additional improvement in resistance.

Results reported in study [22] show a pronounced decrease in compressive strength of concrete with increasing exposure to acidic environments (HCl and H_2SO_4). The compressive strength tests of ceramic powder-modified concrete were performed after 28 days of standard curing followed by immersion in a 2% sulfuric acid solution for 90 days to evaluate acid resistance. In the control zone (Z0), the compressive strength was approximately 42 MPa, while in zone Z6 it decreased to about 19 MPa, corresponding to an overall strength loss of around 50%. A similar degradation trend was observed for both acids, indicating progressive deterioration of the microstructure and a reduction in mechanical properties due to prolonged acid attack.

Based on the presented results, an optimal CWTP replacement level of approximately 5% can be recommended for improving resistance to acid attack, as higher replacement levels do not provide additional benefits and may even increase compressive strength loss compared to the control mix.

7. CONCLUSIONS

Based on the presented data and analyses, the use of CWTP as a partial cement replacement in concrete and mortars demonstrates a significant positive impact on the durability of cementitious composites. Specifically:

• Capillary absorption: CWTP is recommended as a partial cement replacement at levels of up to 40%, as this proportion effectively reduces capillary sorptivity through pore structure refinement and the development of a denser cementitious matrix, leading to improved concrete durability.

• Drying shrinkage: Based on the available results on drying shrinkage, a CWTP replacement level of 20–40% can be recommended, as the greatest reductions in shrinkage were observed above 20%. However, the final optimal content should also consider mechanical properties and overall durability of concrete.

• Sulfate resistance: Based on the presented results, a CWTP replacement level of 10–20% can be recommended for improving resistance to sulfate attack, with 20% showing the most favorable performance in terms of crack prevention and surface durability.

• Chloride ingress: CWTP replacement in the range of 30–40% is recommended, as it provides the greatest reduction in chloride ion penetration through pore refinement and matrix densification, thereby significantly enhancing the durability of reinforced concrete in aggressive environments.

• Acid resistance: A low CWTP content of around 5% is recommended, since this level results in the highest resistance to acid attack, minimizing mass loss and compressive strength reduction after prolonged exposure to acidic conditions.

Based on the review of available studies, the optimal CWTP replacement level depends on the investigated durability property, with overall improvements observed within a range of approximately 5% to 40%. Lower replacement levels (around 5–20%) are most effective for acid and sulfate resistance, while higher levels (30–40%) significantly enhance resistance to capillary absorption and chloride ingress, indicating that CWTP can be an effective SCM on the required durability performance of concrete.

ACKNOWLEDGEMENT

This research has been supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation (Contracts No. 451-03-33/2026-03/200156 and No. 451-03-34/2026-03/200156) and the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad through project “Scientific and Artistic Research Work of Researchers in Teaching and Associate Positions at the Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad 2026” (No. 01-3609/1). (T.M. and A.S-Ć.)

REFERENCES

[1] European Commission. Circular Economy Action Plan; European Commission: Brussels, Belgium, 2020. Available online: https://environment.ec.europa.eu (accessed on 12 December 2025).

[2] Habert, G.; Miller, S.A.; John, V.M.; Provis, J.L.; Favier, A.; Horvath, A.; Scrivener, K.L. Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries. Nat. Rev. Earth Environ. 2020, 1, 559–573.

[3] Scrivener, K.L.; John, V.M.; Gartner, E.M. Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cementbased materials industry. Cem. Concr. Res. 2018, 114, 2–26.

[4] Ciutac (Nicolaev), E., Ghisman, V., Iticescu, C., Tcaciuc, D., & Buruiana, D. L. (2026). Industrial waste recycling for sustainable building materials: A review. Buildings, 16, 1741. https://doi.org/10.3390/buildings16091741

[5] European Commission. (2016). EU Construction and Demolition Waste Protocol and Guidelines. Publications Office of the European Union. https://ec.europa.eu/growth/content/eu-construction-and-demolition-waste-protocol-0_en

[6] Pujović, A., Milović, T., & Starčev-Ćurčin, A. (2025). Overview of selected recyclable materials from construction and demolition waste. In Proceedings of the 14th International Scientific Conference "Science and Higher Education in Function of Sustainable Development – SED 2025", Serbia.

[7] Papargyropoulou, E.; Preece, C.; Padfield, R.; Abdullah, A.A. Sustainable construction waste management in Malaysia: A contractor's perspective. In Proceedings of the Management and Innovation for a Sustainable Built Environment MISBE 2011, Amsterdam, The Netherlands, 20–23 June 2011.

[8] Menegaki, M.; Damigos, D. A review on current situation and challenges of construction and demolition waste management. Curr. Opin. Green Sustain. Chem. 2018, 13, 8–15.

[9] Baylavlı, H.; Gödek, E. Use of Ceramic Tile Wastes as Raw Substitution Material in the Production of Blended Cement. Buildings 2024, 14, 2942.

[10] Samadi, M.; Huseien, G.F.; Mohammadhosseini, H.; Lee, H.S.; Lim, N.H.A.S.; Tahir, M.M.; Alyousef, R. Waste ceramic as low cost and eco-friendly materials in the production of sustainable mortars. J. Clean. Prod. 2020, 266, 121825.

[11] Daniyal, M.; Ahmad, S. Application of waste ceramic tile aggregates in concrete. Int. J. Innov. Res. Sci. Eng. Technol. 2015, 4, 12808–12815.

[12] Senthamarai, R.; Manoharan, P.D. Concrete with ceramic waste aggregate. Cem. Concr. Compos. 2005, 27, 910–913.

[13] Huseien, G. F., Joudah, Z. H., Baghban, M. H., Khalid, N. H. A., Faridmehr, I., Dong, K., Li, Y., & Gu, X. (2025). Sustainability of recycling waste ceramic tiles in the green concrete industry: A comprehensive review. Buildings, 15(14), 2406. https://doi.org/10.3390/buildings15142406

[14] Penteado, C. S. G., Carvalho, E. V., & Lintz, R. C. C. (2016). Reusing ceramic tile polishing waste in paving block manufacturing. Journal of Cleaner Production, 112(Part 1), 514–520. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.06.142

[15] Jacoby, P. C., & Pelisser, F. (2015). Pozzolanic effect of porcelain polishing residue in Portland cement. Journal of Cleaner Production, 100, 84–88. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.03.096

[16] Özkılıç, Y. O., Althaqafi, E., Bahrami, A., Aksoylu, C., Karalar, M., Özdöner, N., Shcherban, E. M., Stel'makh, S. A., Beskopylny, A., & Thomas, B. S. (2024). Influence of ceramic waste powder on shear performance of environmentally friendly reinforced concrete beams. Scientific Reports, 14(1), 10401. doi:10.1038/s41598-024-59825-7.

[17] El-Dieb, A. S., & Kanaan, D. M. (2018). Ceramic waste powder an alternative cement replacement – Characterization and evaluation. Sustainable Materials and Technologies, 17, 63. doi:10.1016/j.susmat.2018.e00063.

[18] Ferrara, L., Deegan, P., Pattarini, A., Sonebi, M., & Taylor, S. (2019). Recycling ceramic waste powder: effects its grain-size distribution on fresh and hardened properties of cement pastes/mortars formulated from SCC mixes. Journal of Sustainable Cement-Based Materials, 8(3), 145–160. doi:10.1080/21650373.2018.1564396.

[19] AlArab, A., Hamad, B., Chehab, G., & Assaad, J. J. (2020). Use of Ceramic-Waste Powder as Value-Added Pozzolanic Material with Improved Thermal Properties. Journal of Materials in Civil Engineering, 32(9), 4020243. doi:10.1061/(asce)mt.1943-5533.0003326.

[20] Ebrahimi, M., Eslami, A., Hajirasouliha, I., Ramezanpour, M., & Pilakoutas, K. (2023). Effect of ceramic waste powder as a binder replacement on the properties of cement- and lime-based mortars. Construction and Building Materials, 379, 131146. doi:10.1016/j.conbuildmat.2023.131146.

[21] Mohit, M., & Sharifi, Y. (2019). Thermal and microstructure properties of cement mortar containing ceramic waste powder as alternative cementitious materials. Construction and Building Materials, 223, 643–656. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.07.029.

[22] Patel, H., Arora, N. K., & Vaniya, S. R. (2015). Use of Ceramic Waste Powder in Cement Concrete. IJIRST – International Journal for Innovative Research in Science & Technology, 2(1), 91–95. ISSN 2349-6010. Available at: https://www.ijirst.org

[23] Ouyang, X., Yu, L., Wang, L., Xu, S., Ma, Y., & Fu, J. (2022). Surface properties of ceramic waste powder and its effect on the rheology, hydration and strength development of cement paste. Journal of Building Engineering, 61, 105253. doi:10.1016/j.jobe.2022.105253.

[24] Awoyera, P.O.; Akinmusuru, J.O.; Ndambuki, J.M.; Lucas, S.S. Benefits of using ceramic tile waste for making sustainable concrete. J. Solid Waste Technol. Manag. 2017, 43, 233–241.

[25] Heidari, A.; Tavakoli, S.; Tavakoli, D. Reusing waste ceramic and waste sanitary ware in concrete as pozzolans with nano-silica and metakaolin. Int. J. Sustain. Constr. Eng. Technol. 2019, 10, 55–67.

[26] Taher, M.J.; Abed, E.; Hashim, M.S. Using ceramic waste tile powder as a sustainable and eco-friendly partial cement replacement in concrete production. Mater. Today Proc. 2023, 1–7.

[27] Ghonaim, S., & Morsy, R. (2023). Utilization of ceramic waste material as cement substitution in concrete. Buildings, 13(8), 2067. https://doi.org/10.3390/buildings13082067

[28] M.J. Taher, E.H. Abed and M.S. Hashim, Using ceramic waste tile powder as a sustainable and eco-friendly partial cement replacement in concrete production, Materials Today: Proceedings, https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.04.060

[29] Pereira-de-Oliveira, L. A., Castro-Gomes, J. P., & Santos, P. M. S. (2012b). The potential pozzolanic activity of ceramic waste powder and its influence on the mechanical properties of concrete. Construction and Building Materials, 31, 197–203.

[30] AlArab, A., Hamad, B., Assaad, J.J., 2022. Strength and durability of concrete containing ceramic waste powder and blast furnace slag. J. Mater. Civ. Eng. 34 (1), 04021392.

[31] Aswin, S., Mohanalakshmi, V., Rajesh, A.A., 2018. Effects of ceramic tile powder on properties of concrete and paver block. Global Research and Development Journal for Engineering 3 (4), 84–87.

[32] L. Li, W. Liu, Q. You, M. Chen, Q. Zeng, C. Zhou, i M. Zhang, “Relationships between microstructure and transport properties in mortar containing recycled ceramic powder,” J. Clean. Prod., vol. 263, p. 121384, 2020.
[33] ACI, 2009. Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete. ACI 213 R-03. ACI, Farmington Hills, MI.
[34] D. M. Kanaan i A. S. EL-Dieb, “Ceramic waste powder as an ingredient to sustainable concrete,” Proc. Fourth Int. Conf. Sustain. Constr. Mater. Technol., pp. 1–9, 2016.
[35] H. Mohammadhosseini, N. H. A. S. Lim, M. M. Tahir, R. Alyousef, i M. Samadi, “Performance evaluation of green mortar comprising ceramic waste as cement and fine aggregates replacement,” SN Appl. Sci., vol. 1, no. 6, pp. 1–7, 2019.
[36] R. El-Hachem, E. Rozière, F. Grondin, i A. Loukili, “Multi-criteria analysis of the mechanism of degradation of Portland cement based mortars exposed to external sulphate attack,” Cement Concr. Res., vol. 42, no. 10, pp. 1327–1335, 2012.
[37] Nayana i P. Rakesh, “Strength and durability study on cement mortar with ceramic waste and micro-silica,” Mater. Today: Proc., vol. 5, no. 11, pp. 24780–24791, 2018.
[38] Mohammadhosseini, H.; Lim, N.H.A.S.; Tahir, M.M.; Alyousef, R.; Samadi, M.; Alabduljabbar, H.; Mohamed, A.M. Effects of waste ceramic as cement and fine aggregate on durability performance of sustainable mortar. Arab. J. Sci. Eng. 2020, 45, 3623–3634.
[39] Mohammadhosseini, H., Lim, N.H.A.S., Tahir, M.M., Alyousef, R., Alabduljabbar, H.,Samadi, M., 2019a. Enhanced performance of green mortar comprising high volumeof ceramic waste in aggressive environments. Construct. Build. Mater. 212, 607–617.
[40] D. M. Kannan, S. H. Aboubakr, A. S. El-Dieb, i M. M. Reda Taha, “High performance concrete incorporating ceramic waste powder as large partial replacement of Portland cement,” Constr. Build. Mater., vol. 144, pp. 35–41, 2017.
[41] X. Shi, N. Xie, K. Fortune, i J. Gong, “Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: an overview,” Constr. Build. Mater., vol. 30, pp. 125–138, 2012.
[42] W. Tahri, X. Hu, C. Shi, i Z. Zhang, “Review on corrosion of steel reinforcement in alkali-activated concretes in chloride-containing environments,” Constr. Build. Mater., vol. 293, p. 123484, 2021.
[43] Q. Wang, P. Yan, J. Yang, i B. Zhang, “Influence of steel slag on mechanical properties and durability of concrete,” Constr. Build. Mater., vol. 47, pp. 1414–1420, 2013.
[44] M. Mohit, A. Ranjbar, i Y. Sharifi, “Mechanical and microstructural properties of mortars incorporating ceramic waste powder exposed to the hydrochloric acid solution,” Constr. Build. Mater., vol. 271, p. 121565, 2021.

ДГКС ASES | E-35
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026102M

Stefan Ž. Mitrović[1], Ivan Ignjatović[2]

BEHAVIOUR OF 3D-PRINTED CONCRETE WALLS UNDER LATERAL LOADING: LITERATURE REVIEW

Summary: In recent years, 3D concrete printing (3DCP) technology has found growing application in residential construction, from single and two-storey houses to apartment buildings. Nevertheless, the wider application of this technology is limited by the lack of established standards and design codes, the development of which requires a sufficiently large experimental database. Several experimental studies have performed to simulate earthquake and wind actions, which represent the most significant lateral loads on contemporary concrete structures. This paper presents a literature review of experimental investigations of the in-plane behaviour of 3DPC walls subjected to in-plane lateral loading, showing that 3DPC walls predominantly have shear failure. In addition, the review provides the current state of development of analytical models for predicting the load-bearing capacity. It was shown that they are dominantly based on masonry design standards and still require further calibration against an expanded experimental database.

Keywords: 3D-printed concrete, lateral loading, in-plane behaviour, structural walls, analytical models

PONAŠANJE 3D ŠTAMPANIH BETONSKIH ZIDOVA PRI HORIZONTALNOM OPTEREĆENJU: PREGLED LITERATURE

Rezime: Tehnologija 3D štampe betona (3DCP) poslednjih godina doživljava sve veću praktičnu primenu u stambenoj gradnji, od jednospratnih i dvospratnih kuća do stambenih zgrada. Ipak, širu primenu ove tehnologije kod viših objekata ograničava nedostatak objavljenih standarda i propisa za projektovanje, čiji razvoj zahteva dovoljno široku eksperimentalnu bazu podataka. Zbog toga je sprovedeno više eksperimentalnih istraživanja koja simuliraju zemljotres i vetar, a koji predstavljaju najznačajnija horizontalna opterećenja savremenih betonskih konstrukcija. Ovaj rad predstavlja pregled literature eksperimentalnih ispitivanja 3DPC zidova u ravni na horizontalno opterećenje i pokazano je da pretežno imaju smičući lom. Pored toga, dat je pregled trenutnog stanja razvoja analitičkih modela za predviđanje njihove nosivosti. Modeli su dominantno zasnovani na standardima za zidane konstrukcije i moraju se dodatno kalibrisati podacima iz proširene baze eksperimentalnih rezultata.

Ključne reči: 3D štampani beton, horizontalno opterećenje, ponašanje u ravni zida, konstruktivni zidovi, analitički modeli

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, smitrovic@imk.grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade

1. INTRODUCTION

3D concrete printing (3DCP) technology represents an innovative method for the fabrication of contemporary structures [1], [2]. The implementation of Construction 4.0 concepts within traditional construction activities has enabled the development of this sector, with numerous advantages [3]. Greater manufacturing precision, reduced material waste, decreased labour requirements, time savings, and applicability under challenging site conditions have contributed to growing interest in this technology among both industry stakeholders and the scientific community, which is actively engaged in addressing the limitations that currently hinder its wider application [4].

In addition to decorative elements and individual items of urban furniture, the first serious application of this technology was achieved through the construction of single and two-storey family houses, as well as low-rise residential buildings [5], [6]. A systematic literature review conducted by Placzek and Schwerdtner [6] recorded and evaluated 154 construction projects comprising a total of 204 buildings, realised between 2013 and 2023. In terms of geographical distribution, the largest number of buildings was constructed in the USA (34), China (27), India (12), and the UAE (10), while Germany and France each accounted for 6 buildings, and Japan and Canada 5 each.

Recent data confirm that the number of constructed houses continues to grow. As an illustration of this trend, ICON has constructed more than 100 houses to date within its “Wolf Ranch” project in Austin, Texas (USA), making this development the largest 3D-printed concrete (3DPC) residential community in the world, with plans for several hundred additional units [7]. As a further example, in April 2025, China Three Gorges University constructed a two-storey experimental building with a floor area of 100 m² in the city of Yichang, Hubei Province (China), in just 22 days [8].

It can be observed that the aforementioned 3DPC structures were constructed either by in-situ printing, by the assembly of prefabricated elements on the construction site, or by a combination of these two approaches [6]. In all cases, the structure has a layered configuration with a lattice-type cross-section, in which the cavities serve as lost formwork into which conventional reinforcement is placed and subsequently cast with concrete to form columns [5]. These elements are used to resist lateral loading, such as seismic and wind actions. In this way, the resulting structure closely resembles a typical masonry system, in which the contribution of the 3DPC infill to the load-bearing capacity of the structure has not yet been clearly established.

This question cannot currently be answered fully, because standards covering the design procedures for 3DPC structures under lateral loading have not yet been established. Established standards describe methods for testing the physical-mechanical properties, sampling procedures, printing technology, and geometric recommendations for printed elements [9]–[15]. The development of design procedures requires the establishment of an experimental database on 3DPC walls and columns under lateral loading, which constitutes one of the current research topics in the field of contemporary concrete structures.

This paper presents a literature review of experimental investigations of the behaviour of 3DPC walls subjected to in-plane lateral loading. In addition, the review provides the current state of development of analytical models for predicting the load-bearing capacity of 3DPC walls.

This literature review was conducted by searching the Scopus and Web of Science databases, using the keywords "3D printed concrete wall" and "in-plane lateral loading testing", without any restriction on publication period. The review was limited to studies reporting experimental in-plane cyclic or monotonic testing of 3DPC walls under lateral loading simulating seismic or wind actions. Based on these criteria, seven studies comprising a total of 17 tested wall specimens, were identified and are summarized in Table 1.

2. EXPERIMENTAL TESTING OF 3DPC WALLS UNDER IN-PLANE LATERAL LOADING

The first experimental investigations of 3DPC walls focused on axial compressive behaviour, in which various factors were investigated, including the height-to-length ratio, shape of cross section, reinforcement ratio, and load eccentricity [16]–[18]. Nevertheless, a comprehensive database of experimental testing of 3DPC walls under in-plane lateral loading is still lacking.

It was observed that the reviewed studies can be classified into three groups based on the tested wall type (Figure 1): 3DPC walls with RC confinement (masonry construction), FRP or textile reinforced 3DPC walls, and precast or segmented 3DPC walls, differing in interlayer bonding, base anchorage and type of reinforcement.

2.1. 3DPC WALLS WITH RC CONFINEMENT (MASONRY CONSTRUCTION)

In this approach, the 3DPC wall was combined with reinforced-concrete (RC) elements, either used as infill within a cast-in-place RC frame or provided with RC boundary or core columns at the wall edges, so that the printed material carried load together with conventional reinforced concrete. This configuration closely resembled confined masonry construction, with the 3DPC panel acting similarly to a masonry infill.

Research on the seismic performance of 3DPC walls under in-plane lateral loading started with Fu et al. [19], who tested cast-in-place reinforced-concrete (RC) frames with 3DPC infill under cyclic in-plane lateral loading. The 3D-printed infill increased bearing capacity and energy dissipation but reduced ductility and increased cracking risk at the wall–column joints, regardless of infill cross-section. Shear failure was obtained for all series of tests.

Liu et al. [20] investigated the seismic performance of single-story 3DPC walls with vertical reinforcement cages and concrete-filled core columns, calibrating a numerical model that showed good agreement with the experimental results. Cracks initiated at the interlayer interfaces and propagated into X-shaped through-wall cracks, resulting in a compression-shear failure mode. The proposed model was then used to show that a higher axial compression ratio increased the wall's bearing capacity, while the strength of the core-column concrete had little influence on the overall response.

Rao Telikicherla et al. [21] investigated the seismic performance of 3DPC walls with reinforced concrete columns on the edge, following the confined masonry system. Two full-scale walls with identical geometry were tested under two axial load levels, showing that increased axial load led to higher strength and stiffness with dominated diagonal shear failure mechanism in both cases.

2.2. FRP OR TEXTILE REINFORCED 3DPC WALLS

In this concept, the 3DPC wall was reinforced with flexible fibre-reinforced polymer (FRP) textile as an alternative to conventional steel reinforcement, with or without RC edge columns.

Zhang et al. [22] tested textile-reinforced 3DPC walls using FRP, under cyclic in-plane lateral loading. The flexible FRP textile, combined with an engineered cementitious composite (ECC) layer, provided an effective reinforcement solution for 3DPC walls. Testing of the two series (PW1 and PW2) showed a shear-sliding failure mode characterized by horizontal cracks along the interfaces between layers.

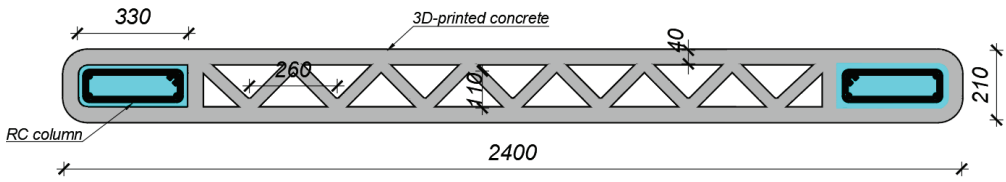
2.3. PRECAST OR SEGMENTED 3DPC WALLS

In this technology, the wall was fabricated as an unreinforced prefabricated unit or assembled from individual precast segments, without embedded conventional reinforcement, relying instead on interlayer bonding, base anchorage, or post-tensioning to provide structural integrity.

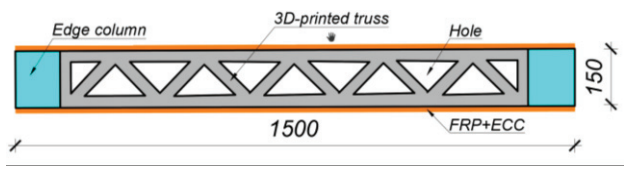
Mercimek et al. [23] tested unreinforced 3DPC walls of identical geometry under different axial load levels and loading protocols, focusing on the influence of cold joints formed between printed layers. Cold joints reduced the lateral load-bearing capacity by approximately 54% and the energy dissipation capacity by more than 200% compared to continuously printed walls, confirming that interlayer connections had a significant influence on seismic performance and failure mode. The series with cold joints exhibited sliding between layers combined with toe crushing, whereas the series without cold joints showed a diagonal shear failure mode.

Giulivo et al. [24] tested two full-scale unreinforced 3DPC walls with different base anchorage systems, a prefabricated steel connection and a conventional cast-in-place rebar dowel connection, under cyclic in-plane lateral loading. The cast-in-place anchorage reached a higher peak lateral force than the prefabricated steel anchorage, with both walls exhibiting failure characterized by three phases: elastic (flexural cracking along weak interfaces), yielding (shear-tensile interaction), and ultimate (shear-sliding).

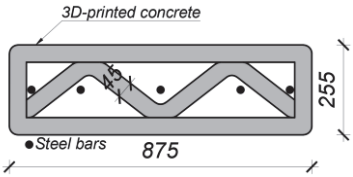
Mitrović and Ignjatović [25] presented the possibility of segmental construction in 3DCP technology, determining the bearing capacity of an unbonded precast 3DPC segmented shear wall under monotonic in-plane lateral loading. The wall exhibited a diagonal shear failure mode without sliding between individual segments and layers.



a) 3DPC wall with RC confinement, adopted from [21]



b) FRP reinforced 3DPC wall, adopted from [22]



c) Precast segmented 3DPC wall, adopted from [25]

Figure 1: Examples of cross-sections of the reviewed 3DPC wall types

2.4. SUMMARY

More details about the geometry, reinforcement, axial load, loading type, peak lateral load, and observed failure mode of the specimens discussed above are summarized in Table 1.

Table 1: Summary of experimentally tested 3DPC walls subjected to in-plane lateral loading

Ref.	Dimensions [mm]	Type of reinforcement area and rebar [mm]	Axial load	Load type	Max. load [kN]	Failure mode
[19]	1480×1260×180 (hollow wall)	RC frame (240×240, Ø12/ Ø8); hollow wall (tie bars Ø6)	0.1 (96.2 kN)	C	900 / 500 (push/pull)	Shear (wall–column joint)
	1480×1260×180 (solid wall)	RC frame (240×240, Ø12/ Ø8); solid wall (tie bars Ø6)	0.1 (96.2 kN)	C	820 / 605 (push/pull)	Shear (wall–column joint)

[20]	1600×1200×240	RC column (6Ø10,6Ø8,Ø6@150) wall (mesh Ø6@400)	0.1 (390 kN)	C	436 / 452 (pull/push)	Diagonal shear (X shaped cracks)
[21]	1820x2400x210	RC column (330×130, Ø12)	- (45.0 kN)	C	358 / 357 (pull/push)	Diagonal shear
	1820x2400x210	RC column (330×130, Ø12)	- (250.0 kN)	C	483 / 454 (pull/push)	Diagonal shear
[22]	1500×1500×150	CFRP + ECC; GFRP bars Ø12.2; edge columns (150×150)	0.15 (354.8 kN)	C	274 / 369 (push/pull)	Shear-sliding
	1500×1000×150	CFRP + ECC; GFRP bars Ø12.2; no edge columns	0.15 (322.6 kN)	C	234 / 344 (push/pull)	Shear-sliding
	1500×1500×150	CFRP + ECC; GFRP bars Ø12.2; edge columns (150×150)	0.15 (250.6 kN)	C	135 / 201 (push/pull)	Rocking
	1500×1500×150	Unreinforced	0.15 (515.6 kN)	C	337 / 340 (push/pull)	Rocking
[23]	1250×1800×250	Unreinforced	- (20 kN)	C	25 / 25 (pull/push)	Toe crushing + Shear-sliding
	1250×1800×250	Unreinforced	- (40 kN)	C	35 / 41 (pull/push)	Toe crushing + Shear-sliding
	1250×1800×250	Unreinforced	- (40 kN)	M	40 / - (pull/push)	Toe crushing + Shear-sliding
	1250×1800×250	Unreinforced	- (40 kN)	C	81 / 80 (pull/push)	Diagonal shear
	1250×1800×250	Unreinforced	- (40 kN)	M	89 / - (pull/push)	Diagonal shear
[24]	2100×1315×350	Prefabricated steel anchorage	- (58.0 kN)	C	66 / 66 (pull/push)	Flexural + Shear-sliding
	2100×1315×410	Rebar-dowel anchorage	- (58.0 kN)	C	83 / 100 (pull/push)	Flexural + Shear-sliding

[25]	2135×875×255	5 M20 (unbonded post-tensioning)	0.06 (400.0 kN)	M	100	Diagonal shear

Dimensions: H x W x T (Height x Width x Thickness); M – monotonic; C – cyclic.

Based on Table 1, it can be observed that the dominant failure mode in the tested walls is shear failure, regardless of the type of reinforcement. In several series, the weak bond between printed layers caused the first crack to initiate at the layer interface, which subsequently propagated, leading to either a diagonal shear failure or a shear-sliding failure mode. A more ductile, flexure (rocking) response was observed only in isolated cases, confirming shear-dominated failure as the typical behaviour for 3DPC walls.

In most cases, 3DPC walls were reinforced with conventional reinforcement cages placed in boundary elements and cast in place, or used as infill within RC frames, closely resembling traditional masonry construction. This makes them easier to design using existing models, but it also reduces the automation and reusability benefits that 3DCP technology is meant to provide.

3. DEVELOPMENT OF ANALYTICAL MODELS FOR IN-PLANE LATERAL LOAD-BEARING CAPACITY

Two approaches have been developed for prediction of the capacity of 3DPC walls under in-plane lateral loading. The first is an analytical strength model proposed by Delavar et al. [26], based on the TMS 402/602 standard for concrete block masonry (CBM) walls, which was subsequently adopted by Sharma et al. [27] for the structural design of two one-story residential buildings. The modified TMS 402/602 design equation was used by Telikicherla et al. [21] to predict the bearing capacity of 3DPC walls. The second is the approach adopted by Giulivo et al. [24], in which existing masonry design procedures from Eurocode 6 [28] and Italian Structural Code [29] were applied to full-scale 3DPC walls under in-plane lateral loading and verified against to experimental test results.

Delavar et al. [26] classified 3DPC walls into two behaviour types based on the height-to-length ratio (h_w/l_w). Walls with h_w/l_w > 1.0–1.5 were designed to behave in flexure, allowing capacity protection against brittle shear failure and providing greater ductility. Walls with h_w/l_w < 1.0 were typically designed to behave in shear, since full shear protection would require an impractically large amount of reinforcement. Three failure mechanisms were defined: flexural failure, diagonal shear failure, and interlayer shear-sliding failure.

The flexural strength of the 3DPC wall was determined through sectional analysis, under the plane-sections assumption, with the entire cross-section including the 3DPC, internal RC frame, and grouted cells. The connection to the foundation was achieved through non-contact lap splices, located at the plastic hinge. Based on equilibrium of forces within the wall (free-body diagram) and by analogy with the behaviour of concrete block masonry (CBM) walls, the nominal diagonal shear strength under in-plane loading was defined as:

$$V_n = \gamma_g (V_{npc} + V_{ns}) + \Sigma V_{ncol,i} + \Sigma V_{nGC,j} \tag{1}$$

$$\text{with } V_{npc} + V_{ns} \leq 4 A_{nv} \sqrt{f'_{pc}} \tag{2}$$

where: V_{npc} is the contribution of the printed concrete, V_{ns} is the contribution of the horizontal reinforcement, V_{ncol} and V_{nGC} are the contributions of the RC columns and grouted cells, respectively and γ_g is a grouting-ratio coefficient (0.75 for partially grouted or ungrouted 3DPC walls), A_{nv} is the net shear contributing area excluding the area of the columns, f'_{pc} is the compressive strength of the printed concrete.

The aforementioned prediction model [26] achieved an average error of 14.6–15.8% relative to experimental CBM wall data, considerably more accurate than the existing TMS 402/602 standard, which has an average error of 26.6–45.4%, while agreement with finite element (FE) models of 3DPC walls ranged between 8–14%. Validation on two prototype buildings [27] yielded even closer agreement between analytical and FE predictions for in-plane demands, with an average error of 2–4%, and discrepancies of up to 11% for lateral drift.

For Telikicherla et al. [21], the analytical prediction closely matched the experimental peak strength at the lower axial load level, with an error of approximately 2%, but became increasingly conservative at the higher axial load level, underestimating the experimental capacity by about 13%.

Similarly, three in-plane failure mechanisms were considered in [24]: flexural compression failure (Equation 3), diagonal cracking (Equation 4) and shear-sliding (Equation 5). Existing design provisions for unreinforced masonry [28], [29] were applied directly to experimental results obtained from full-scale unreinforced 3DPC walls, in order to assess their accuracy:

$$V_{u.P.F.} = \left(L_w t_{heg} \frac{\sigma}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma}{0.85 f_{ck}} \right) \frac{1}{h_{D-section}} \tag{3}$$

$$V_{u.D.C.} = \frac{L_w t_{heg} f_{ctm}}{1.5} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{ctm}}} \tag{4}$$

$$V_{u,S.S.} = f_{vko} A_c + \mu N_{ext} \tag{5}$$

where: σ is the external compressive stress, N_{ext} is the ratio of the external normal stress, $A_{D\text{-}section}$ is the actual area of the section, t_{heq} is the equivalent thickness of the section, L_w is the length of wall, A_c represent the area of the compressed zone, $h_{D\text{-}section}$ is the height from the point of load application to the D-section.

Based on these results, Giulivo et al. [24] concluded that the existing masonry design expressions for the diagonal cracking and shear-sliding failure mechanisms overestimated the experimentally determined strength, whereas the expression for the flexural compression mechanism underestimated it by approximately 40%.

4. CONCLUSIONS

Based on the presented literature review, the following conclusions can be drawn:

1. Although the application of 3DCP technology in residential construction is rapidly increasing worldwide, no standards currently exist for the design of these structures under in-plane lateral loading. This gap serves as the motivation for numerous ongoing studies on testing 3DPC elements and structures under vertical and lateral loading.
2. In all reviewed studies, the dominant failure mode is shear failure, which can develop as shear-sliding failure when caused by weak interlayer bonding or the presence of cold joints, or as diagonal shear failure mode.
3. Reinforcement is most commonly placed in the boundary elements of the 3DPC wall, which are subsequently cast in place, or in the columns of a conventional RC frame with an unreinforced 3DPC infill. Both approaches resemble traditional masonry construction.
4. The proposed analytical models for 3DPC walls under in-plane loading are based on masonry design standards, reasonable given that 3DPC walls are either infill panels between RC columns as in confined masonry, or built up from thin printed layers with bed-joint-like interlayer interfaces. However, the observed differences between experimental and predicted values obtained using existing design standards span a wide range, confirming the need for further calibration through an expanded experimental database or for the development of new design models using FE analysis.

ACKNOWLEDGMENTS

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development, and Innovation of the Republic of Serbia (grant number 200093).

REFERENCES

[1] Menna C., Mata-Falcón J., Bos F. P., Vantyghem G., Ferrara L., Asprone D., Salet T., Kaufmann W. Opportunities and challenges for structural engineering of digitally fabricated concrete, Cement and Concrete Research, 133, 2020, 106079.

[2] Ignjatović I., Dragaš J., Mitrović S., Vidović M. 3D štampani betoni u Srbiji – realnost ili daleka budućnost?, Zbornik radova Naučno-stručni skup 'Aktuelni trendovi u oblasti građevinskih materijala i konstrukcija', Beograd, 2024, 16-30.

[3] Craveiro F., Pinto J., Bartolo H., Jorge P. Additive manufacturing as an enabling technology for digital construction: A perspective on Construction 4.0, Automation in Construction, 103, 2019, 251-267.

[4] Alami A. H., Olabi A. G., Ayoub M., Aljaghoub H., Alasad S., Abdelkareem M. A. 3D concrete printing: Recent progress, applications, challenges, and role in achieving sustainable development goals, Buildings, 13 (4), 2023, 924.

[5] Bos F. P., Menna C., Pradena M., Kreiger E., Leal da Silva W. R., Rehman A. U., Weger D., Wolfs R. J. M., Zhang Y., Ferrara L., Mechtcherine V. The realities of additively manufactured concrete structures in practice, Cement and Concrete Research, 156, 2022, 106746.

[6] Placzek G., Schwerdtner P. A global snapshot of 3D-printed buildings: Uncovering robotic-oriented fabrication strategies, Buildings, 14 (11), 2024, 3410.

[7] Turning to technology to build more houses – CET. https://www.cetconnect.org/turning-to-technology-to-build-more-houses/.

[8] Global 3D concrete printing market size and growth report – Straits Research. https://straitsresearch.com/report/3d-concrete-printing-market.

[9] ICC. ICC 1500 standard for automated construction technology for 3D printing walls – draft, 2023.

[10] CECS. T/CECS 786-2020 Concrete 3D printing technical regulations, 2020.

[11] UL. UL 3401:2022 – Outline of investigation for 3D printed building construction, 2022.

[12] CECS. T/CBMF 183:2022 – Test methods for basic mechanical properties of 3D printed concrete, 2022.

[13] CECS. T/CBMF 184:2022 – Test methods for printability of 3D printing fresh concrete, 2022.

[14] CECS. JC/T 2850-2024 – Test method for interface bonding strength of 3D printed cement-based materials, 2024.

[15] ISO/ASTM. ISO/ASTM 52939 Additive manufacturing for construction — Qualification principles — Structural and infrastructure elements, 2023, 1-25.

[16] Han X., Yan J., Liu M., Huo L., Li J. Experimental study on large-scale 3D printed concrete walls under axial compression, Automation in Construction, 133, 2022, 103993.

[17] Tanapornraweekit G., Jiramarootapong P., Paudel S., Tangtermsirikul S., Snguanyat C. Experimental and numerical investigation of 3D-printed mortar walls under uniform axial compression, Construction and Building Materials, 360, 2022, 129552.

[18] Wang J. S., Zhang P., Feng J., Cai J. Experimental study and design approach on 3D printed concrete walls under eccentric axial compression, Case Studies in Construction Materials, 20, 2024, e02892.

[19] Fu Y., Zhang Y., Wu L. Experimental study on structural performance of cast-in-place frame printed concrete wall, International Journal of Concrete Structures and Materials, 17 (1), 2023, 56.

[20] Liu C., Liang Z., Liu H., Wu Y., Zhang Y., Bai G. Seismic performance of 3D printed reinforced concrete walls: Experimental study and numerical simulation, Engineering Structures, 333, 2025, 120176.

[21] Telikicherla P. R., Niroomandi A., Palermo A., Loporcaro G. Experimental study on failure mechanisms of reinforced 3D printed concrete walls subject to in-plane loading. Structural Concrete 2050 – Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction: Proceedings of the 7th fib Congress, Lisbon, Portugal, 2026, 4926-4933.

[22] Zhang D., Feng P., Zhou P., Xu W., Ma G. 3D printed concrete walls reinforced with flexible FRP textile: Automatic construction, digital rebuilding, and seismic performance, Engineering Structures, 291, 2023, 116488.

[23] Mercimek O., Akkaya S. T., Teksin E. Structural performance of pre-fabricated 3D printed concrete walls: Effect of cold joint, axial load and load type, Journal of Building Engineering, 112, 2025, 113788.

[24] Giulivo M., Capozzi V., Menna C. Experimental and analytical assessment of the in-plane behaviour of 3D printed concrete walls subjected to cyclic loads, Engineering Structures, 345, 2025, 121516.

[25] Mitrović S., Ignjatović I. Ultimate bearing capacity of unbonded precast 3D concrete printing segmented shear wall under horizontal load. Structural Concrete 2050 – Towards Carbon Neutrality, AI Design, and Robotic Construction: Proceedings of the 7th fib Congress, Lisbon, Portugal, 2026, 4970-4978.

[26] Aghajani Delavar M., Chen H., Sideris P. Analysis and design of 3D printed reinforced concrete walls under in-plane quasi-static loading, Engineering Structures, 303, 2024, 117535.

[27] Sharma S., El Tahlawi M., Aghajani Delavar M., Sideris P. Structural design methodology for low-rise 3D printed concrete (3DPC) buildings subjected to non-seismic loading: Description, application and validation, Journal of Building Engineering, 105, 2025, 112200.

[28] European Committee for Standardization. EN 1996-1-1: Eurocode 6 – Design of masonry structures, European Standard, 2005.

[29] Gazzetta Ufficiale. Norme tecniche per le Costruzioni (2008), 2008.

E-36
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026024P

Vladan Pantić[1], Slobodan Šupić[2], Mirjana Malešev[2], Vlastimir Radonjanin[2]

SHEAR STRENGTH OF SUSTAINABLE MASONRY MORTARS INCORPORATING CERAMIC WASTE POWDER

Summary: The construction industry is one of the largest consumers of non-renewable natural resources and a significant source of CO_2 emissions, which underscores the need to develop more sustainable materials that can reduce its negative environmental impact. In order to meet the requirements of the modern circular economy, this study investigates the potential application of locally available waste materials in the production of innovative, eco-friendlier masonry mortars. The eco-binder used as a supplementary cementitious material (SCM) was ceramic waste powder (CWP), generated during the manufacturing processes in the ceramic industry, with a cement replacement level up to 80%. The experimental program involved comprehensive characterization of the CWP to evaluate its suitability as an SCM, followed by testing of the fundamental properties of the developed masonry mortars. Furthermore, the performance of the eco-mortar within masonry assemblies was examined, with particular emphasis on assessing the initial shear strength of the mortar joint. The results indicate that ceramic waste powder can be effectively utilized as a partial cement substitute.

Keywords: circularity, masonry mortar, ceramic powder, shear strength

ČVRSTOĆA VEZE ODRŽIVIH MALTERA ZA ZIDANJE SA DODATKOM KERAMIČKOG OTPADNOG PRAHA

Rezime: Građevinska industrija predstavlja jednog od najvećih potrošača neobnovljivih prirodnih resursa i značajan je izvor emisije CO_2, što ukazuje na potrebu razvoja održivijih materijala koji mogu smanjiti njen negativan uticaj na životnu sredinu. U skladu sa principima savremene cirkularne ekonomije, u ovom radu ispituje se mogućnost primene lokalno dostupnih otpadnih materijala u proizvodnji inovativnih i ekološki prihvatljivijih maltera za zidanje. Kao ekološko vezivo, odnosno dodatni cementni materijal (SCM), korišćen je prah keramičkog otpada (CWP), nastao u procesu proizvodnje keramičkih proizvoda, pri čemu je ostvarena zamena cementa od 50%. Eksperimentalni program obuhvatio je detaljnu karakterizaciju praha keramičkog otpada radi procene njegove pogodnosti za primenu kao SCM-a. Pored toga, analizirane su performanse maltera u zidanim sklopovima, sa posebnim akcentom na određivanje početne čvrstoće smicanja, odnosno čvrstoće veze malterskog spoja. Dobijeni rezultati pokazuju da se prah keramičkog otpada može uspešno koristiti kao delimična zamena cementa.

Ključne reči: cirkularna ekonomija, malteri za zidanje, prah keramičkog otpada, čvrstoća veze

[1] Faculty of technical sciences Novi Sad, University of Novi Sad, pantic_vladan@uns.ac.rs
[2] Faculty of technical sciences Novi Sad, University of Novi Sad

1. INTRODUCTION

The construction industry is one of the largest consumers of non-renewable natural resources and a significant source of CO_2 emissions, which necessitates the development of more sustainable materials capable of reducing its negative environmental footprint. Consequently, increasing attention is being directed towards the potential application of recycled materials derived from solid waste processing in the production of new construction products. In this context, the utilization of ceramic waste holds considerable potential for advancing sustainable production and circular economy principles in the construction sector. The use of locally sourced ceramic waste as a partial substitute for cement and natural aggregates in concrete and mortar can contribute to addressing significant environmental challenges.

Ceramic waste powder (CWP) is generated as a result of the demolition of masonry structures, the construction of new buildings, or manufacturing defects in the ceramic industry. According to data reported in the literature [1], more than 22 billion tons of this waste are produced globally on an annual basis, posing a serious. Numerous studies have investigated the potential use of ceramic waste in cement-based composites, either as an aggregate replacement or as a partial substitute for cement [2]-[5]. The results have generally indicated favourable pozzolanic activity of finely ground CWP and its positive contribution to the mechanical properties of the composite at later stages of hydration. While the beneficial effects of CWP have been extensively demonstrated in cement-based composites, its application in masonry mortars has received comparatively less attention. Among cement-based composites, masonry mortar represents a particularly important application, as its mechanical and bonding properties directly govern the structural performance of masonry assemblages.

Masonry structures are predominantly composite systems consisting of masonry units and mortar. Their use remains relatively widespread in developing countries, owing to the low cost of materials, local availability, and ease of construction. The shear strength between masonry units and mortar is of critical importance for reliable performance under various loading conditions. Numerous studies have focused on the investigation of shear bond strength and failure mechanisms at the brick-mortar interface, particularly in the context of incorporating novel ecological binders to produce green mortars.

Javed et al. [6] investigated the compressive strength and shear strength of masonry assemblies constructed using three different types of brick and three environmentally friendly mortars incorporating fly ash, sugarcane bagasse ash, and calcined clay, respectively. The results demonstrated that the calcined clay mortar achieved the highest shear strength, while mortars based on sugarcane bagasse ash exhibited superior performance at later curing ages, attributable to the slower strength development characteristic of this binder.

Murthi et al. [7] examined the compressive strength of masonry wallets and the shear strength of mortar joints incorporating supplementary cementitious materials - dolomite powder and silica fume - at two different mortar joint thicknesses of 12 mm and 18 mm. The results indicated that masonry assemblies constructed with blended cement mortars achieved strengths comparable to those constructed with conventional cement mortar, thereby confirming the feasibility of partial cement replacement with these materials.

Azimi Resketi and Toufigh [8] investigated the shear strength characteristics of masonry structures constructed using environmentally friendly materials, in which natural pozzolan "Taftan" and two types of rice husk ash were incorporated into the mortar mix. The use of these additions resulted in improved mortar ductility and increased deformation capacity at failure, while simultaneously reducing production costs and the environmental impact of the mortar.

In contrast to the extensive body of research on the application of CWP in concrete, its use in masonry mortars remains insufficiently explored. For this reason, the present study examined the influence of locally sourced ceramic waste powder on the properties of masonry mortar, including compressive and flexural strength, with particular emphasis placed on the determination of shear

strength of the mortar joint. The aim of the investigation was to assess the feasibility of large-scale cement replacement - up to 80% - and to develop masonry mortars suitable for both structural and non-structural applications, while reducing the environmental impact and improving cost efficiency.

2. EXPERIMENTAL RESEARCH

2.1. MATERIALS

For the purposes of the experimental investigation, Portland cement (PC) of the grade CEM I 42.5R, manufactured at the "Holcim" plant in Beočin, was used as the primary binder. The cement has a Blaine specific surface area of 4,000 cm²/g and a specific gravity of 3.1 g/cm³.

As a supplementary cementitious material (SCM), ceramic waste powder was used, obtained by grinding waste generated during the production of ceramic products at the "NEXE Stražilovo" manufacturing facility in Petrovaradin, Serbia. The ceramic brick rubble was first coarsely crushed to a size appropriate for processing in the laboratory mill and subsequently finely ground for 6 h to attain the desired fineness (Figure 1). The adopted criterion was a specific surface area approximately equal to that of the cement. After grinding, a powder with a Blaine specific surface area of 13,815 cm²/g - approximately three to four times higher than that of cement - and a specific gravity of 2.62 g/cm³ was obtained.

(a) (b) (c)

Figure 1: (a) Ceramic waste. (b) Crushed clay blocks. (c) Ceramic waste powder

The results of the chemical composition analysis of PC and CWP are presented in Table 1. The chemical composition of the CWP was evaluated in accordance with the requirements defined by standard SRPS EN 450-1 [9], which stipulates that the minimum total content of the key oxides - SiO_2, Al_2O_3, and Fe_2O_3 - must be 70%. The combined proportion of these oxides in the ceramic powder amounts to 84%, thereby fully satisfying the aforementioned requirement. Furthermore, the reactive SiO_2 content is as high as 50%, significantly exceeding the lower threshold value of 25% prescribed by the same standard.

Testing of the pozzolanic properties confirmed that the ceramic waste powder belongs to pozzolanic activity class 10. Further evidence of pozzolanic reactivity is provided by the activity index, with values after 28 and 90 days reaching 99% and 105%, respectively, thereby fully meeting the requirements of standard SRPS EN 450-1 [9].

Table 1: Chemical composition of PC and CWP

	LOI	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	Na_2O	K_2O	MgO	CaO	SO_3	P_2O_5	Reactive SiO_2
PC	/	17,34	4,53	20,64	0,20	0,59	1,93	50,26	3,06	0,00	/
CWP	3,3	60,86	16,38	6,81	0,77	2,39	3,89	9,38	0,80	0,14	50.26

2.2. METHODS

The chemical composition of the waste materials was determined by XRF analysis in accordance with standards SRPS EN 196-2 [10] and ISO 29581-2 [11].

Pozzolanic activity and activity index were tested on specimens prepared in accordance with the procedure given in standards SRPS B.C1.018 [12] and SRPS EN 450-1 [9].

Compressive strength and flexural strength were determined in accordance with standard SRPS EN 1015-11 [13] on prismatic specimens with dimensions of 40×40×160 mm.

Testing of the initial shear strength of the mortar joint was carried out in accordance with standard SRPS EN 1052-3 [14]. Standard-format ceramic bricks were used for the preparation of the test assemblies. For each mortar mixture, six masonry specimens were prepared. Following fabrication, the specimens were cured under laboratory conditions for 28 days prior to testing.

2.3. MIXING AND PROPORTIONING OF MORTARS

The experimental program comprised four distinct mortar mixtures. The control mixture (C2) was a cement-lime mortar prepared with a volume ratio of 1:0.7:4.2 (cement:lime:sand). In the three remaining mixtures, a portion of the cement was replaced by CWP at substitution levels of 50%, 60%, and 80% by volume. The water-to-binder ratio (w/b) was adjusted aiming to achieve the required workability of masonry mortar (175±10mm), as prescribed by SRPS EN 1015-2 [15].

The designations of each mixture, along with the corresponding quantities of constituent materials, are summarized in Table 2.

Table 2: Mixture designations and constituent material quantities

Mortar	m_c (g)	m_l (g)	m_s (g)	m_{cwp}(g)	w/b	m_w (g)
C2	193.7	59.2	1350	/	1.05	265.6
CWP2-50	96.9	59.2	1350	74.2	1.20	276.3
CWP2-60	77.5	59.2	1350	89.0	1.20	270.9
CWP2-80	38.7	59.2	1350	118.7	1.25	270.8

m_c-mass of cement; m_l-mass of lime; m_s-mass of sand; m_{cwp}-mass of CWP; m_w-mass of water; w/b-water to binder ratio

The following photographs illustrate the specimen preparation procedure for the determination of the mortar joint shear strength. The specimens were constructed using three bricks bonded with cement mortar, with a controlled joint thickness of 10 mm. Immediately after construction, each specimen was pre-compressed with a uniformly distributed load providing a vertical stress between 2.0×10^{-3} N/mm² and 5.0×10^{-3} N/mm².

Figure 2: Sample preparation for testing shear strength

3. TEST RESULTS AND DISCUSSION

3.1. COMPRESSIVE STRENGTH

The results of the compressive strength testing at the ages of 28 and 90 days are presented graphically in the following figure.

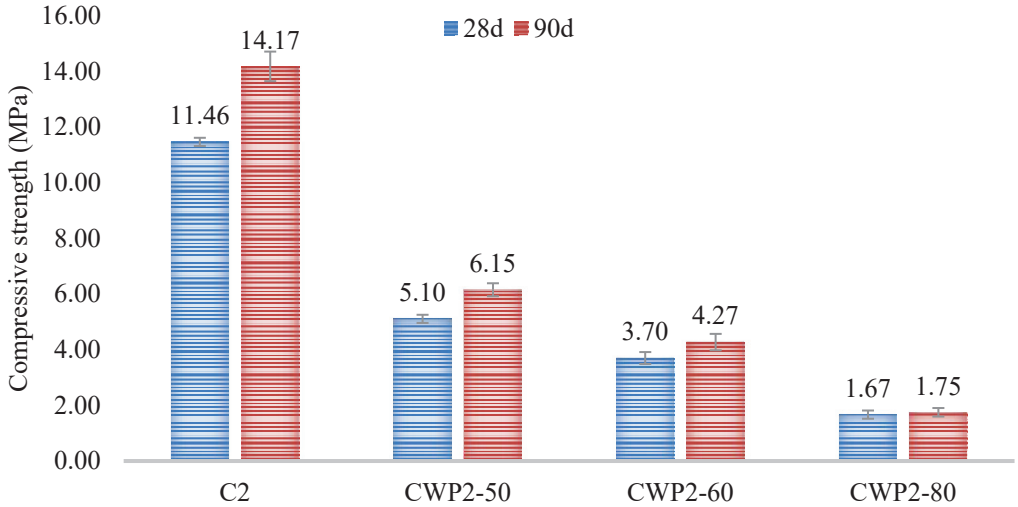


Figure 3: The compressive strength results of the mortars

Compared to the reference mixture C2, the partial replacement of cement with CWP led to a reduction in compressive strength. The compressive strength of mixtures CWP2-50, CWP2-60, and CWP2-80 decreased by 55%, 68%, and 85%, respectively. This reduction can be attributed to the increase in the effective water-to-binder (w/b) ratio inherent to blended mortar systems. An elevated w/b ratio promotes greater porosity and permeability within the hardened matrix, which in turn adversely affects the mechanical performance of the mortar.

At 90 days, mortars containing CWP showed a moderate increase in compressive strength of between 5% and 20% relative to the 28-day results, which can be attributed to the continued pozzolanic reaction of the ceramic waste powder.

In accordance with SRPS EN 998-2 [16], masonry mortars are classified into strength classes based on their mean compressive strength. Eurocode 6 and Eurocode 8 prescribe a minimum mortar compressive strength of 5 MPa (strength class M5) for load-bearing masonry structures. The mean compressive strength values and the corresponding strength class achieved by each mortar mixture are presented in Table 3.

Based on the compressive strength results, the reference mortar (C2) and mixture CWP2-50 comply with the requirements for structural masonry mortar. Mixture CWP2-60 is suitable for use in non-load-bearing masonry, while CWP2-80 is appropriate only for plastering mortars.

Table 3: Class of masonry mortars based on compressive strength

Mortar	C2	CWP2-50	CWP2-60	CWP2-80
Compressive strength 28d (MPa)	11.46	5.10	3.7	1.67
Class	**10**	**5**	**2.5**	**1**

3.2. FLEXURAL STRENGTH

The flexural strength results followed a similar decreasing trend to that observed for compressive strength. The flexural strength values of the mortar specimens at 28 days are presented graphically in the following figure.

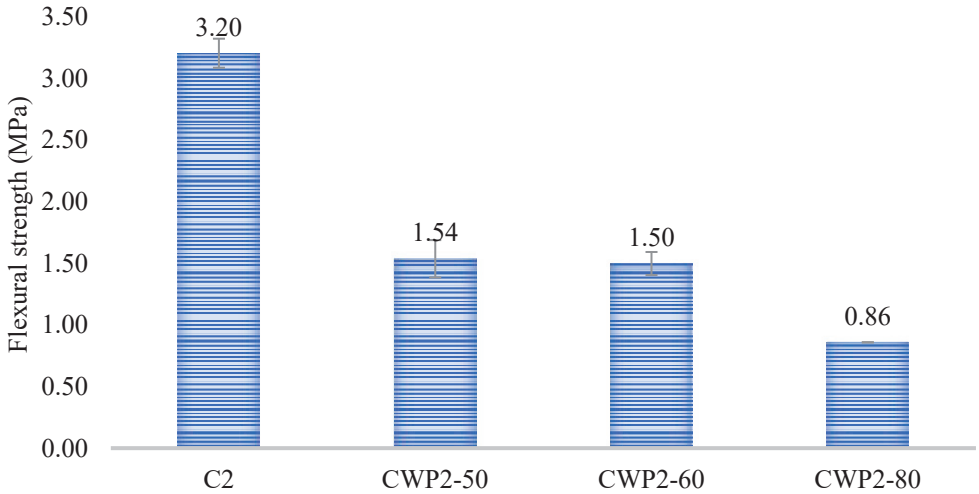


Figure 4: The flexural strength results of the mortars

The incorporation of CWP as a cement substitute resulted in a significant reduction in flexural strength. At 28 days, mixtures CWP2-50, CWP2-60, and CWP2-80 achieved approximately 52%, 53%, and 73% lower flexural strength compared to the reference mixture, respectively. It should be noted, however, that flexural strength is not a property of primary importance for masonry mortars, and accordingly, no specific criteria are prescribed in the relevant regulations.

3.3. SHEAR STRENGTH

The shear strength of the mortar joint was determined in accordance with SRPS EN 1052-3 [14], Procedure B. Since the reference mortar (C2) and mixture CWP2-50 satisfied the minimum compressive strength requirements for structural masonry mortars, only these two mixtures were selected for the shear bond strength tests. The schematic representation of the force distribution and the appearance of the specimen during testing are shown in Figure 5.

Figure 5: Shear strength testing of mortar joints

Testing was performed on a hydraulic press with a capacity of 1000 kN, at a shear stress rate of 0.1 N/(mm²·min), within the range of 0.1 to 0.4 N/(mm²·min) prescribed by the standard. The load was applied through a ball hinge placed in the centre of the top central steel plate, ensuring uniform force distribution across the specimen.

The reference mixture C2 exhibited a mean initial shear strength of 0.154 MPa. The mixture CWP2-50, in which 50% of the cement was replaced by ceramic waste powder, yielded a mean value of 0.153 MPa and a standard deviation of 0.038 MPa. It can be observed that the partial substitution of cement with CWP did not result in a statistically significant reduction in initial shear strength, as the mean values obtained for both mixtures are virtually identical. The graphical representation of the test results is presented in the following figure.

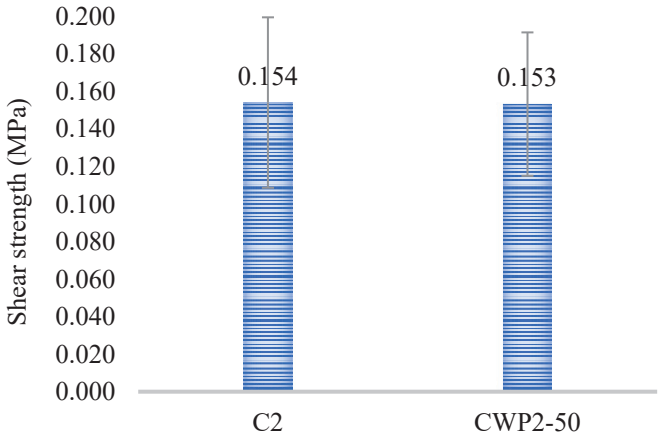


Figure 6: The shear strength results of the mortars

According to the requirements of SRPS EN 998-2 [16], the characteristic initial shear strength of the mortar joint shall not be less than 0.15 MPa for general-purpose mortars. As both investigated mixtures satisfy this criterion, it can be concluded that the partial replacement of cement with ceramic waste powder does not adversely affect this mechanical property.

The dominant failure mode observed across the tested specimens was shear failure at the unit/mortar bond interface, whereby the mortar remained adhered to one masonry unit or was divided between the two unit faces, as defined in Annex A of SRPS EN 1052-3 [14]. Representative examples of the observed failure mode are illustrated in Figure 7.

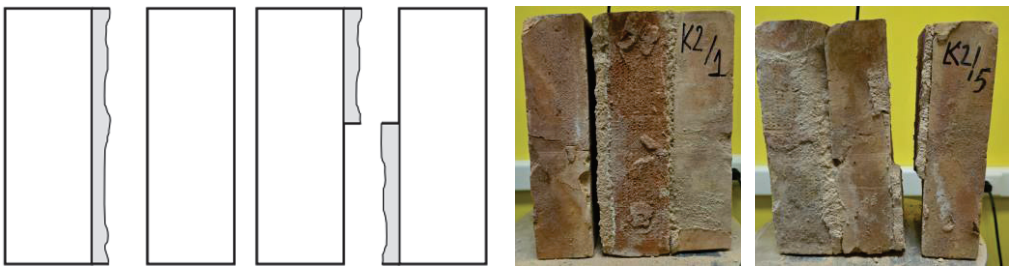


Figure 7: Failure pattern of masonry samples

4. CONCLUSIONS

The principal findings of the present study can be summarized as follows:

- Chemical analysis of CWP revealed a relatively high content of amorphous silica, which positively influences pozzolanic activity and is reflected in a high activity index, confirming the suitability of CWP as a supplementary cementitious material.

- With respect to compressive strength, mixture CWP2-50 satisfied the requirements for structural masonry applications (class M5), while the remaining mortar mixtures attained strength rendering them suitable for use in non-load-bearing elements.
- The partial replacement of cement with ceramic waste powder did not adversely affect the shear bond strength of the mortar joint. Both the reference mixture and the CWP2-50 mixture met the minimum characteristic initial shear strength of 0.15 MPa prescribed by SRPS EN 998-2 for general-purpose mortars, demonstrating that up to 50% cement substitution can be achieved without compromising this mechanical property.
- Overall, the results indicate that CWP represents a viable and sustainable alternative to PC in masonry mortar production, contributing to the reduction of cement consumption and the valorization of industrial waste in the construction sector.

REFERENCES

[1] J. Yang, P. Jiang, R. Nassar, S. A. Suhail, M. Sufian, A. F. Deifalla, Experimental investigation and AI prediction modelling of ceramic waste powder concrete – An approach towards sustainable construction, Journal of Materials Research and Technology, 23, 2023.

[2] M. Ebrahimi, A. Eslami, I. Hajirasouliha, M. Ramezanpour, K. Pilakoutas, Effect of ceramic waste powder as a binder replacement on the properties of cement- and lime-based mortars, Construction and Building Materials, 379, 2023, 131146.

[3] M. N. Lam, D. Nguyen, D. Nguyen, Potential use of clay brick waste powder and ceramic waste aggregate in mortar, Construction and Building Materials, 313, 2021, 125516.

[4] A. Tokareva, S. Kaassamani, D. Waldmann, Using ceramic demolition wastes for CO2-reduced cement production, Construction and Building Materials, 426, 2024, 135980.

[5] S. Šupić, M. Malešev, V. Pantić, I. Lukić, V. Radonjanin, M. Ognjanović, G. Broćeta, Environmentally friendly masonry mortar blended with fly ash, corn cob ash or ceramic waste powder, Materials, 16, 2023, 6725.

[6] K. Javed, M. Irfan-ul-Hassan, M. A. Farooq, M. B. Sharif, Detailed investigation of compressive and bond strength for sustainable brick masonry developed by using various types of bricks and green mortars, Journal of Building Engineering, 84, 2024, 108477.

[7] P. Murthi, Md. Akib, Md. Imran, S. Ahmed, V. Prasanna, Studies on the strength variation of brick masonry using novel blended masonry mortar mixes and mortar thickness, Materials Today: Proceedings, 39, 2021, 126-130.

[8] N. Azimi Resketi, V. Toufigh, Enhancement of brick-mortar shear bond strength using environmental friendly mortars, Construction and Building Materials, 195, 2019, 28-40.

[9] SRPS EN 450-1:2014, Fly ash for concrete : Definition, specifications and conformity criteria.

[10] SRPS EN 196-2:2015, Methods of testing cement - Part 2: Chemical analysis of cement.

[11] ISO 29581-2:2010, Cement - Test methods: Chemical analysis by X-ray fluorescence.

[12] SRPS B.C1.018-2015, Non-metallic mineral raws - Pozzolanic materials - Constituents for cement production - Classification, technical conditions and test methods.

[13] SRPS EN 1015-11:2019, Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.

[14] SRPS EN 1052-3:2010, Methods of test for masonry : Determination of initial shear strength.

[15] SRPS EN 1015-2:2008, Methods of test for mortar for masonry - Part 2: Bulk sampling of mortars and preparation of test mortars.

[16] SRPS EN 998-2:2017, Specification for mortar for masonry — Part 2: Masonry mortar.

E-37
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026055S

Dženisa Šaini[1], Ricardo Branco[2], David Andrade[1,3], Mariela Mendez-Morales[1], João Pedro Martins[1], Luís Simões da Silva[1]

ON DED-ARC HYBRID TRANSITIONAL JOINTS IN STRUCTURAL APPLICATIONS

Summary: This paper investigates the fatigue performance of a hybrid transitional joint in an I-girder stiffener using DED-Arc AM46 steel from a material and detail perspective. High-cycle fatigue (HCF) tests were performed on machined/polished specimens extracted in horizontal and vertical directions relative to the welding beads. The obtained results were used to define the material S-N curve, showing behavior comparable to conventional S355 steel and a fatigue limit of 371 MPa at 2×10^6 cycles. The hybrid joint was evaluated using linear static finite element analysis and the Theory of Critical Distances. For all analyzed geometries and service load levels, the effective stresses remained below the fatigue limit, indicating infinite life under the considered loading. Experimental validation is required to confirm this behavior under realistic manufacturing conditions.

Keywords: directed energy deposition-arc, AM46 steel, high-cycle fatigue, S-N curve, hybrid transitional joint, fatigue life

O DED-ARC HIBRIDNIM SPOJEVIMA U KONSTRUKTIVNOJ PRIMENI

Rezime: Ovaj rad istražuje otpornost na zamor hibridnog spoja integrisanog u poprečno ukrućenje I-nosača kroz primenu DED-Arc AM46 čelika, analiza se sprovodi na nivou materijala i konstruktivnog detalja. Visokociklična ispitivanja su sprovedena na mašinski obrađenim i poliranim uzorcima orijentisanim horizontalno i vertikalno u odnosu na pravac nanošenja materijala. Na osnovu rezultata definisana je S-N kriva materijala. Rezultati pokazuju ponašanje uporedivo sa konvencionalnim S355 čelikom, uz trajnu dinamičku čvrstoću od 371 MPa pri 2×10^6 ciklusa. Hibridni spoj je analiziran primenom linearne statičke metode konačnih elemenata i teorije kritičnih rastojanja. Za razmatrane geometrije i nivoe eksploatacionog opterećenja, efektivni naponi su ispod trajne dinamičke čvrstoće, što ukazuje na beskonačan zamorni vek pri razmatranom opterećenju. Eksperimentalna ispitivanja su potrebna u daljem radu kako bi se procenio uticaj procesa izrade na otpornost na zamor.

Ključne reči: directed energy deposition-arc, AM46 čelik, visokociklični zamor, S-N kriva, hibridan spoj, zamorni vek

[1] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Coimbra, Portugal, dzenisa.saini@student.uc.pt
[2] University of Coimbra, CEMMPRE, ARISE, Department of Mechanical Engineering, Portugal
[3] TEMA - Centre for Mechanical Technology and Automation, Department of Mechanical Engineering, University of Aveiro, Campus Universitário de Santiago, Aveiro, Portugal

1. INTRODUCTION

Steel structures rely extensively on welded joints and connections, which often introduces geometric discontinuities, residual stresses and fabrication imperfections that result in stress concentrations, leading to reduced fatigue life [1]. In steel bridges, fatigue damage is mainly caused by cyclic traffic-induced stress histories [2], with welded details such as transverse stiffener-to- I-girder connections, often identified as fatigue-critical regions [2-4]. Simultaneously, additive manufacturing is increasingly being explored as an alternative fabrication approach for producing optimized structural details with reduced stress concentrations, improved geometric efficiency, fatigue performance and long-term durability [3].

Directed Energy Deposition-Arc (DED-Arc) is a promising fabrication technology for large-scale steel applications, offering high deposition rates, material efficiency and reduced production lead time [5]. Carbon steel feedstocks, such as AM46 steel, further support its structural and economic viability. While DED-Arc enables complex and customized geometries, process-induced features such as surface irregularities, porosity, residual stresses, material anisotropy, and microstructural heterogeneity may affect its fatigue behavior [5-7].

Several studies have investigated the high-cycle fatigue (HCF) behavior of DED-Arc steels, mainly ER70S-6 low carbon steel and stainless steels. Despite Ermakova et al. [7] reporting orientation-dependent behavior under uniaxial, torsional and multiaxial loading, recent research has shown that build orientation has limited influence on fatigue performance [8-10]. On the contrary, surface condition was identified as the dominant factor affecting fatigue behavior, with as-built irregularities leading to earlier crack initiation and reducing fatigue life compared to machined specimens [6,11]. Post-processing techniques, such as machining and rolling, improve fatigue performance by reducing surface waviness and stress concentrations. Furthermore, rolling additionally introduces beneficial compressive residual stresses [12,13]. Porosity reduces fatigue strength by acting as a crack initiation site, particularly in corrosive environments [14].

Existing studies on low carbon AM46 steel are rare in the literature and have mainly addressed the influence of fabrication parameters on microstructure and monotonic mechanical properties [15], while its cyclic behavior remains insufficiently understood, particularly at the component level. This paper assesses the feasibility of advancing the design and fabrication of a hybrid transitional joint integrated into an I-girder transverse stiffener, representative of a small-scale bridge girder detail, through the adoption of emerging manufacturing technologies and materials. The study is based on the detailed characterization of the HCF behavior of DED-Arc AM46 carbon steel and uses these findings to quantify the fatigue performance of the proposed transitional joint detail.

2. METHODOLOGY

2.1. EXPERIMENTAL PROCEDURE

AM46 steel wire supplied by Böhler Voestalpine, and having a diameter of 1.2 mm, was used as the feedstock material. The material was manufactured using an ABB IRB 4600 robot integrated with a Fronius TPS 400i welding machine and equipped with Cold Metal Transfer (CMT) technology. The nominal chemical composition and mechanical properties provided in the supplier's data sheet are summarized in Table 1 and Table 2, respectively.

Table 1: Nominal chemical composition [wt.%] of AM46 steel wire [16]

C	Mn	Si
0.1	1.7	1.0

Table 2: Mechanical properties of AM46 steel wire [16]

Yield strength f_y [MPa]	Tensile strength f_u [MPa]	Failure strain ε_u [%]
480	580	24

Using the process parameters summarized in Table 3, 390 × 200 × 8.1 mm walls were fabricated using a single-bead deposition strategy, as illustrated in Figure 1(a), where each layer consisted of one continuous welding pass along the wall length. To achieve a more uniform heat distribution, the deposition direction was alternated between successive layers i.e., the first layer was deposited from right to left and the following from left to right.

An M21 shielding gas mixture consisting of 82% Ar and 18% CO_2 was applied throughout the deposition process at a constant flow rate of 20 L/min. Thermal history was characterized through the $\Delta t_{8/5}$ cooling time, corresponding to the cooling interval between 800 °C and 500 °C obtained from the recorded temperature profiles. The interpass temperature was maintained below 250 °C during deposition.

Table 3: Deposition parameters used in the fabrication of wall plates

Wire diameter [mm]	Current [A]	Voltage [V]	Welding speed [mm/s]	Wire feed speed [m/min]	Heat input [kJ/mm]
1.2	150	21.3	6.0	4.7	0.5

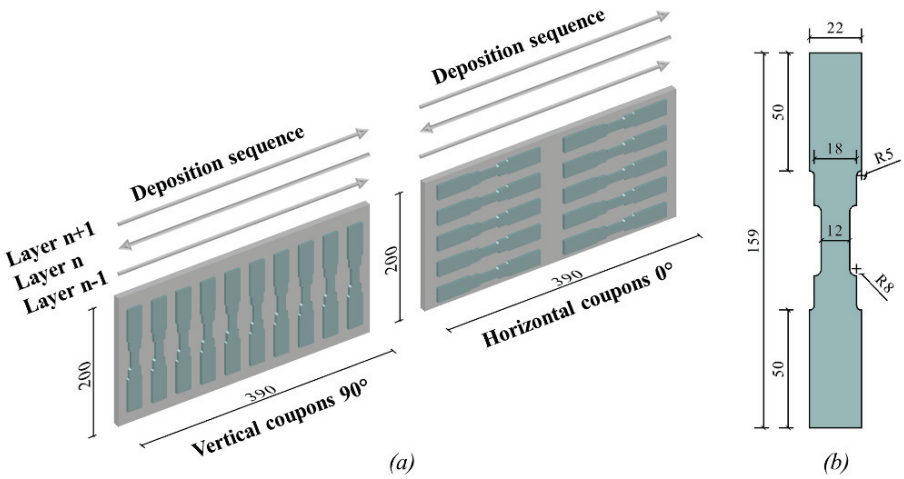


Figure 1: (a) Geometry and deposition strategy of the DED-Arc walls and schematic layout used for specimen extraction; (b) geometry of HCF specimens (units: millimeters)

The HCF specimens, with the geometry shown in Figure 1(b), were extracted from DED-Arc wall plates in two orientations relative to the welding beads, with nominal thickness of 5 mm: horizontal (0°) and vertical (90°). Fatigue tests were performed under force-controlled loading at a stress ratio R = 0, with stress levels ranging between 70% and 90% of the tensile strength. Four stress ranges were considered, with three repetitions conducted at each stress level. In total, 18 specimens were tested, 9 specimens per orientation.

2.2. HYBRID TRANSITIONAL JOINT

A linear static finite element analysis was conducted in Abaqus to investigate a hybrid transitional joint incorporated within a central transverse stiffener of a 6 m long S355 steel I-girder, as shown in Figure 2. The girder was designed in accordance with EN 1993-1-1, EN 1993-1-8 and EN 1993-1-9 [17-19] for a stress range of $\Delta\sigma$ = 250 MPa (R = 0). The hybrid joint was

formed by replacing the lower portion of the stiffener with a DED-Arc-fabricated component, while the remaining stiffeners were conventionally welded. Two DED-Arc component geometries were investigated, with bottom widths of 40 mm and 150 mm, respectively. Both components had a height of 40 mm and a length of 130 mm. The numerical models were based on idealized geometries, and did not account for surface irregularities, porosity, residual stresses, material anisotropy, and microstructural heterogeneity typically associated with the DED-Arc manufacturing process.

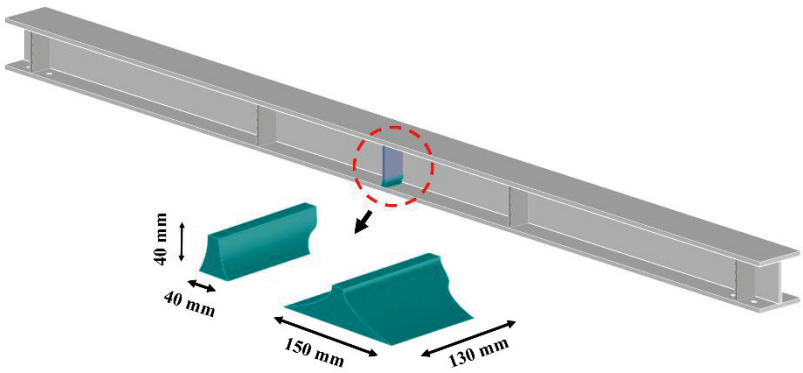


Figure 2: Hybrid transitional joint and corresponding DED-Arc component geometries

The finite element model included two materials. DED-Arc AM46 carbon steel was used for the additively manufactured component, with material properties taken from the previous mechanical characterization. To obtain a more conservative numerical model, the properties of the horizontal specimens were adopted. S355 steel was used for the remaining girder components, with material properties defined according to EN 10025-3 [20]. Both materials were modeled as linear elastic, defined by the Young's modulus and Poisson's ratio, the latter taken as 0.3 for each. The corresponding material properties are summarized in Table 4.

Table 4: Mechanical properties of DED-Arc AM46 and S355 steel

Material		Young's modulus E [GPa]	Yield strength f_y [MPa]	Tensile strength f_u [MPa]	Failure strain ε_u [%]
S355		210	345	470	22
DED-Arc	Vertical	183	407	505	16
	Horizontal	180	407	517	17

The I-girder was modeled as a simply supported beam subjected to four-point bending, with load application points located at 1 m from midspan, see Figure 3(a). The displacement-controlled analysis was performed for two service load levels, corresponding to 60% and 80% of the beam resistance [21, 22]. The force level associated with each load level was determined, and the corresponding vertical displacement was then applied in the finite element model. These applied vertical displacements were 14.04 mm and 18.86 mm for the 60% and 80% service load levels, respectively. The left support was defined as pinned, while the right support was defined as a roller, allowing longitudinal movement and preventing restraint-induced tensile stresses in the girder flange.

The finite element mesh primarily consisted of hexahedral elements (C3D8R), while tetrahedral elements (C3D10) were used in geometrically complex regions where a structured mesh could not be generated, see Figure 3(b). Local mesh refinement was applied in the critical stress region of the bottom flange and DED-Arc component. A mesh sensitivity study was

performed through progressive refinement, with the final mesh defined by an element size of 4 mm in the bottom flange and in the longitudinal direction of the DED-Arc component, and 1.5 mm in the transverse direction of the DED-Arc component.

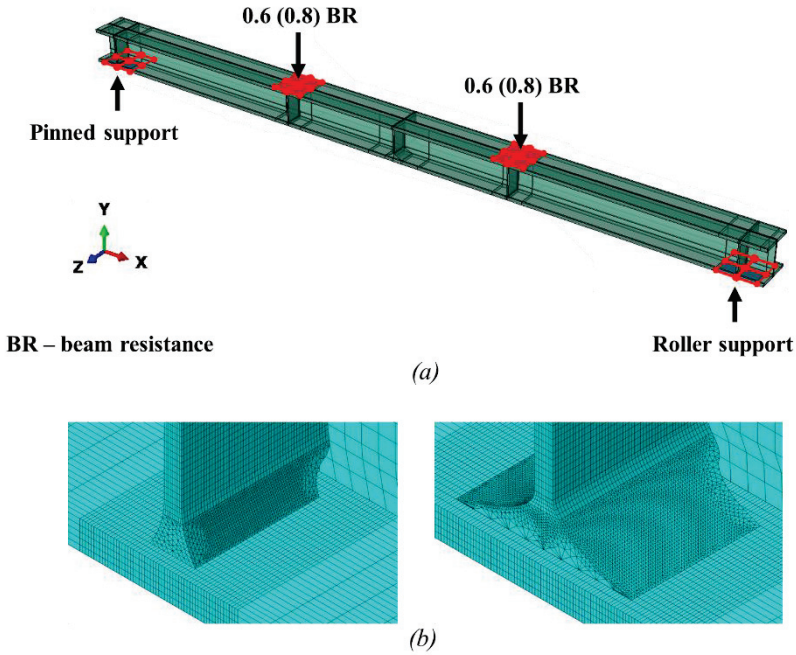


Figure 3: Finite element model: (a) support and load application points; (b) finite element mesh

2.3. ANALYSIS PROCEDURE

The fatigue analysis combines the experimentally derived S-N curve of the DED-Arc material with the linear-elastic stress field obtained from the I-girder finite element model. The critical stress concentrator in the hybrid joint is identified based on the maximum principal stress, and the local stress profile is extracted along a path perpendicular to the toe line at that location.

To account for the mesh-induced stress singularities affecting the extracted stress profile, the Theory of Critical Distances (TCD) is applied to determine representative effective stresses using the Point Method (PM) and Line Method (LM) [23]. Both methods are formulated based on the elastic stress field near the critical location. The el Haddad parameter a_0 [24], representing the material characteristic length, is determined using Eq. (1) and then used to obtain the critical distances D for the two methods according to Eq. (2) and Eq. (3). In the Point Method, effective stress is obtained from the extracted stress profile as the stress value located at the critical distance D_{PM} from the maximum-stress location. In the Line Method, effective stress is determined from the same stress profile by integrating stress distribution over the critical distance D_{LM} and normalizing it by D_{LM}.

The effective stress ranges obtained from the PM and LM are used as input to the experimentally derived S-N curve of the DED-Arc material to determine the fatigue life of each geometric configuration. This enables the fatigue performance of the hybrid transitional joint to be estimated and compared across the investigated configurations.

$$a_0 = \frac{1}{\pi}\left(\frac{\Delta K_{th}}{\Delta \sigma_0}\right) \tag{1}$$

where:
π is the mathematical constant,
ΔK_{th} is the stress intensity factor range at the threshold,
$\Delta\sigma_0$ is the fatigue strength of the unnotched part.

$$D_{PM} = \frac{a_o}{2} \tag{2}$$

$$D_{LM} = 2a_0 \tag{3}$$

Note that, the stress intensity factor range at the threshold, ΔK_{th}, is not a single material constant, as it depends on factors such as stress ratio, microstructure, mean stress, temperature, and environmental conditions.

3. RESULTS & DISCUSSION

3.1. HIGH-CYCLE FATIGUE BEHAVIOR

The applied stress amplitudes were defined based on the tensile strengths of the horizontal and vertical specimens, which were 517 MPa and 505 MPa, respectively, as shown in Table 4. Specimens that reached an infinite life defined at $N_f \geq 2 \times 10^6$ were retested at a higher stress amplitude. The stress amplitude-number of cycles to failure relationship is presented in Figure 4, along with literature data for S355 structural steel [25]. The figure also includes the fitted experimental S-N curve corresponding to a 50% survival probability, shown as a solid black line, and the 2.5% and 97.5% survival bounds, shown as dashed red lines and obtained by shifting the 50% survival curve by two standard deviations while keeping the same slope. The fatigue limit, defined at 2×10^6cycles on the 50% fitted curve, corresponds to a stress amplitude of 185 MPa, or equivalently a stress range of 371 MPa. The experimental results show good agreement with the fatigue behavior reported for S355 structural steel [25], and although some scatter is observed in both orientations, the horizontal and vertical specimens exhibit similar fatigue behavior overall.

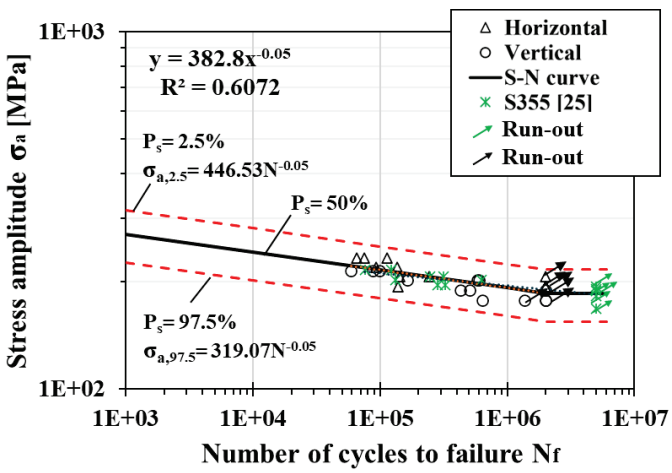


Figure 4: HCF experimental results with fitted S-N curve and 2.5% and 97.5% survival probability bounds

3.2. STRESS ANALYSIS

The maximum principal stresses in the DED-Arc component, as per the finite element analysis, were identified in the vicinity of the end of the transition zone, as illustrated in Figure 5(a), corresponding to the critical weld toe region. From this location, a stress evaluation path was defined perpendicular to the toe line and extending away from the DED-Arc component. Figure 5(b) illustrates the extracted stress profiles for the two DED-Arc component geometries under investigation, corresponding to widths of 40 mm and 150 mm. The labels 0.6BR and 0.8BR refer to the applied service load levels, corresponding to 60% and 80% of the beam resistance, respectively.

The critical distances required for the TCD analysis were calculated according to Eqs. (1)-(3), using $\Delta K_{th} = 16.12$ MPa$\sqrt{m}$, obtained from the crack growth results reported by Mendez-Morales et al. [26] for WAAM carbon steel and a stress ratio of R = 0.05. The extracted stress profiles were then analyzed using TCD to determine effective stresses, as illustrated in Figure 5(c), with the corresponding values summarized in Table 5.

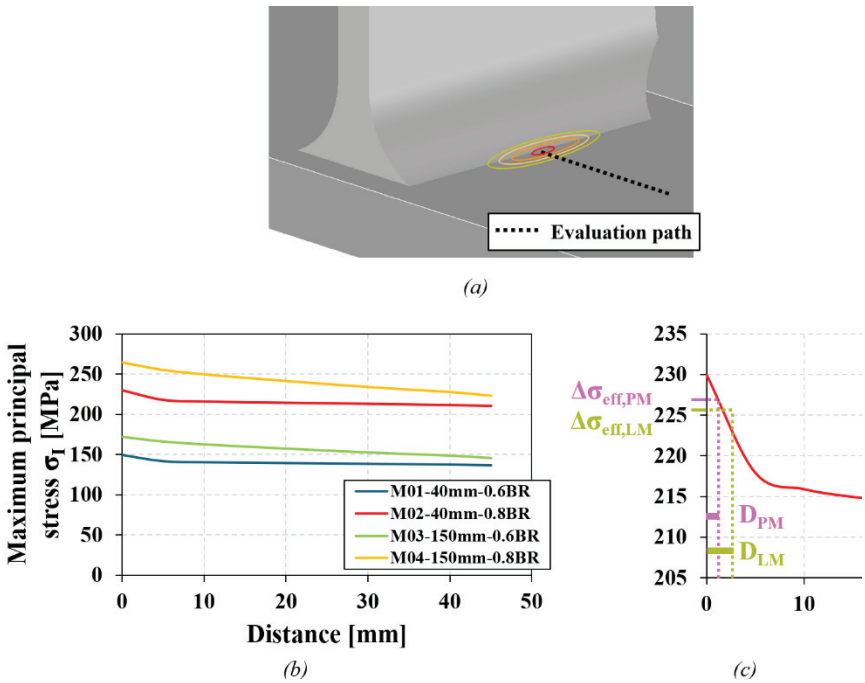


Figure 5: (a) location of the maximum principal stresses and evaluation path; (b) extracted FE stress profiles; (c) TCD-based effective stress evaluation using PM and LM

Table 5: TCD effective stresses for the DED-Arc components

	60% Beam Resistance		80% Beam Resistance	
	40 mm	150 mm	40 mm	150 mm
$\Delta\sigma_{eff,PM}$ [MPa]	149.3	229.2	172.0	264.3
$\Delta\sigma_{eff,LM}$ [MPa]	148.9	228.6	171.7	263.8

The TCD effective stress ranges were compared with the fatigue limit defined at 2×10^6 cycles obtained from the 97.5% fitted S-N curve, which represents the design curve corresponding to a 2.5% probability of failure. This fatigue limit corresponds to stress ranges of 309 MPa. Since effective stress ranges obtained for investigated configurations remain below this

fatigue limit, configurations are considered to operate below the endurance limit. Accordingly, infinite life is assumed for the applied service load levels.

It should be noted that this study represents a preliminary fatigue assessment based on constant-amplitude loading, with stress ranges derived from a linear static finite element model. Further work will consider variable-amplitude cyclic loading and realistic manufacturing conditions.

4. CONCLUSIONS

This paper investigated the fatigue performance of a hybrid transitional joint incorporated within an I-girder stiffener, supported by high-cycle fatigue characterization of DED-Arc AM46 steel. High-cycle fatigue tests were conducted on machined/polished extracted in vertical and horizontal orientations. The tests were performed under force-controlled loading at a stress ratio of R = 0, with stress levels ranging from 70% to 90% of the tensile strength.

The hybrid transitional joint was numerically analyzed within a 6 m long S355 steel I-girder. The joint was incorporated within the central transverse stiffener by replacing its lower portion with a DED-Arc-fabricated component, while the remaining stiffeners were conventionally welded. Two DED-Arc component geometries were analyzed, corresponding to widths of 40 mm and 150 mm. The numerical model was subjected to displacement-controlled four-point bending at two service load levels, representing 60% and 80% of the beam resistance.

Based on the results obtained in this study, the following conclusions can be drawn:

- The tested material showed good agreement with literature data for conventional S355 steel, indicating comparable fatigue performance for the analyzed DED-Arc material. The fatigue limit, defined at 2×10^6cycles on the fitted S-N curve corresponding to a 50% survival probability, is a stress range of 371 MPa.

- The finite element analysis identified the end of the transition zone at the flange as the critical region of the hybrid transitional joint. Following the TCD-based evaluation, the effective stresses obtained for both DED-Arc geometries and service load levels were below the material fatigue limit. Accordingly, the investigated configurations remain below the endurance limit, indicating infinite life under the considered service loading. This conclusion applies to the idealized numerical geometry used in the finite element model.

Surface irregularities, porosity, residual stresses, material anisotropy or microstructural heterogeneity associated with the DED-Arc process were not included in the analysis. These manufacturing-induced features may accelerate fatigue crack initiation and reduce fatigue performance compared with the idealized model. Therefore, although the numerical results indicate promising behavior of the analyzed hybrid transitional joint, experimental testing of fabricated specimens is required to confirm its fatigue performance under realistic manufacturing and loading conditions.

ACKNOWLEDGMENTS

This work was funded by the Research Fund for Coal and Steel under grant agreement 101112614 — IAMFat. This work was also supported by FCT / MCTES through national funds (PIDDAC) under the R&D Unit Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), under reference UID/04029/Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering (ISISE), CEMMPRE under the project UIDB/00285/2020, TEMA under the project UID 00481/2025, and under the Associate Laboratory Advanced Production and Intelligent Systems ARISE under reference LA/P/0112/2020.

REFERENCES

[1] Haghani, R., Al-Emrani, M., & Heshmati, M. (2012). Fatigue-Prone Details in Steel Bridges. *Buildings*, *2*(4), 456–476. https://doi.org/10.3390/buildings2040456

[2] Fricke, W. (2015). Recent developments and future challenges in fatigue strength assessment of welded joints. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, *229*(7), 1224–1239. https://doi.org/10.1177/0954406214550015

[3] Skoglund, O., & Leander, J. (2022). A numerical evaluation of new structural details for an improved fatigue strength of steel bridges. *International Journal of Fatigue*, *160*, 106866. https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2022.106866

[4] Wang, C., Wang, Y., Duan, L., & de Corte, W. (2022). Distortion-induced fatigue behavior of vertical stiffener web gaps in steel girder bridges. *Thin-Walled Structures*, *180*, 109892. https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.109892

[5] Evans, S. I., Wang, J., Qin, J., He, Y., Shepherd, P., & Ding, J. (2022). A review of WAAM for steel construction – Manufacturing, material and geometric properties, design, and future directions. *Structures*, *44*, 1506–1522. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.084

[6] Huang, C., Li, L., Pichler, N., Ghafoori, E., Susmel, L., & Gardner, L. (2023). Fatigue testing and analysis of steel plates manufactured by wire-arc directed energy deposition. *Additive Manufacturing*, *73*, 103696. https://doi.org/10.1016/j.addma.2023.103696

[7] Ermakova, A., Razavi, N., Berto, F., & Mehmanparast, A. (2023). Uniaxial and multiaxial fatigue behaviour of wire arc additively manufactured ER70S-6 low carbon steel components. *International Journal of Fatigue*, *166*, 107283. https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2022.107283

[8] Wächter, M., Leicher, M., Hupka, M., Leistner, C., Masendorf, L., Treutler, K., Kamper, S., Esderts, A., Wesling, V., & Hartmann, S. (2020). Monotonic and Fatigue Properties of Steel Material Manufactured by Wire Arc Additive Manufacturing. *Applied Sciences*, *10*(15), 5238. https://doi.org/10.3390/app10155238

[9] Duraisamy, R., Kumar, S. M., Kannan, A. R., Shanmugam, N. S., & Sankaranarayanasamy, K. (2021). Fatigue Behavior of Austenitic Stainless Steel 347 Fabricated via Wire Arc Additive Manufacturing. *Journal of Materials Engineering and Performance*, *30*(9), 6844–6850. https://doi.org/10.1007/s11665-021-06033-3

[10] Ayan, Y., & Kahraman, N. (2022). Bending fatigue properties of structural steel fabricated through wire arc additive manufacturing (WAAM). *Engineering Science and Technology, an International Journal*, *35*, 101247. https://doi.org/10.1016/j.jestch.2022.101247

[11] Bartsch, H., Kühne, R., Citarelli, S., Schaffrath, S., & Feldmann, M. (2021). Fatigue analysis of wire arc additive manufactured (3D printed) components with unmilled surface. *Structures*, *31*, 576–589. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.068

[12] Dirisu, P., Supriyo, G., Martina, F., Xu, X., & Williams, S. (2020). Wire plus arc additive manufactured functional steel surfaces enhanced by rolling. *International Journal of Fatigue*, *130*, 105237. https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2019.105237

[13] Ghafoori, E., Dahaghin, H., Diao, C., Pichler, N., Li, L., Mohri, M., Ding, J., Ganguly, S., & Williams, S. (2023). Fatigue strengthening of damaged steel members using wire arc additive manufacturing. *Engineering Structures*, *284*, 115911. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115911

[14] Ron, T., Levy, G. K., Dolev, O., Leon, A., Shirizly, A., & Aghion, E. (2020). The Effect of Microstructural Imperfections on Corrosion Fatigue of Additively Manufactured ER70S-6 Alloy Produced by Wire Arc Deposition. *Metals*, *10*(1), 98. https://doi.org/10.3390/met10010098

[15] Tankova, T., Zhu, C., el Bamby, H., Monteiro, K., Sabari, S., da Silva, L. S., & Andrade, D. G. (2026). Influence of metal transfer modes and process conditions on WAAM-fabricated AM46 carbon steel walls. *Structures*, *84*, 110936. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.110936

[16] Voestalpine Böhler Welding. 3Dprint AM 46: S460 - 8MnSi7 - 1.5113 2019.

[17] EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, Brussels, 2005.

[18] EN 1993.1.8 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, European Committee for Standardization, 2005.

[19] EN 1993.1.9 - Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, European Committee for Standardization, 2005.

[20] EN 10025-3 - Hot rolled products of structural steels - Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels, European Committee for Standardization, 2019.

[21] Caner, A., & Zia, P. (1998). Behavior and Design of Link Slabs for Jointless Bridge Decks. *PCI Journal*, *43*(3), 68–80. https://doi.org/10.15554/pcij.05011998.68.80

[22] Bouassida Y, Bouchon E, Crespo P, Croce P, Davaine L, Denton S, Feldmann M, Frank R, Hanswille G, Hensen W, Kolias B, Malakatas N, Mancini G, Ortega Cornejo M, Sedlacek G, Tsionis G, authors Athanasopoulou A, Poljansek M, Pinto Vieira A, editors. Bridge Design to Eurocodes – Worked examples. EUR 25193 EN. Luxembourg (Luxembourg): Publications Office of the European Union; 2012. JRC68415

[23] Taylor, D. (1999). Geometrical effects in fatigue: a unifying theoretical model. *International Journal of Fatigue*, *21*(5), 413–420. https://doi.org/10.1016/S0142-1123(99)00007-9

[24] el Haddad, M. H., Smith, K. N., & Topper, T. H. (1979). Fatigue Crack Propagation of Short Cracks. *Journal of Engineering Materials and Technology*, *101*(1), 42–46. https://doi.org/10.1115/1.3443647

[25] Dantas, R., Correia, J., Lesiuk, G., Rozumek, D., Zhu, S.-P., de Jesus, A., Susmel, L., & Berto, F. (2021). Evaluation of multiaxial high-cycle fatigue criteria under proportional loading for S355 steel. *Engineering Failure Analysis*, *120*, 105037. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2020.105037

[26] Mendez-Morales, M., Jesus, J. S., Branco, R., Tankova, T., & Rebelo, C. (2025). Fatigue crack growth of untreated and heat-treated WAAM ER70S-6 carbon steel. *International Journal of Fatigue*, *198*, 109008. https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2025.109008

E-38
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026080F

Serhat Fidan[1], Miroslava Kavgić[2], Jelena Carević[3]

PARTICLE SIZE AND DENSITY EFFECTS ON HEMP–LIME REINFORCEMENT EFFICIENCY

Summary: Hemp–lime composites are sustainable bio-based materials with excellent hygrothermal performance and carbon sequestration potential, but their high porosity limits mechanical strength and broader use. This study examines the influence of fiberglass mesh reinforcement on the compressive behavior of hemp–lime composites with different particle sizes and densities. Test specimens were produced with a slag–hydrated lime binder (50:50 by mass), a binder-to-hemp ratio of 1.0, two hemp particle sizes (mean lengths 1.20 mm and 2.88 mm), and two density ranges. Four layers of fiberglass mesh were embedded at regular intervals, and compressive tests were conducted. The results showed that reinforcement efficiency depended strongly on particle size and density: it increased compressive strength by up to 118.7% in fine-particle composites, changing quasi-brittle to quasi-ductile behavior, but had only minor effects in coarse-particle composites.

Keywords: hemp-lime composites, fiberglass mesh reinforcement, compressive strength, failure behavior, sustainable construction

KOMPOZITI SA KONOPLJOM I KREČOM ARMIRANI MREŽOM OD STAKLENIH VLAKANA

Rezime: Kompozitni materijali napravljeni od konoplje i kreča predstavljaju održive biomaterijale sa odličnim higrotermalnim performansama i potencijalom za vezivanje ugljenika, ali su mehaničke karakteristike i šira primena ograničeni velikom poroznošću. U ovom radu je analiziran uticaj armiranja mrežom od staklenih vlakana na ponašanje kompozita od konoplje i kreča sa različitim veličinama čestica i gustinama na čvrstoću i ponašanje pri pritisku. Uzorci koji su ispitani su proizvedeni sa vezivom od zgure i hidratisanog kreča (50:50 maseni odnos), sa odnosom veziva i konoplje od 1.0, sa dve veličine čestica konoplje (srednje dužine 1.20 mm i 2.88 mm) i sa dve različite gustine. Četiri sloja mreže od staklenih vlakana su ugrađena u pravilnim razmacima u uzorke. Rezultati su pokazali da efikasnost armiranja značajno zavisi od veličine čestica i gustine matrice. Armiranje je povećalo čvrstoću pri pritisku za 118.7% kod kompozita sa sitnim česticama, menjajući pritom i ponašanje kompozita od kvazi krtog do kvazi duktilnog. Kod kompozita sa krupnim česticama uticaj armiranja je bio zanemarljiv.

Ključne reči: kompoyiti sa konopljom i krečom, mreža sa staklenim vlaknima, čvrstoća pri pritisku, ponašanje pri lomu, održivo građevinarstvo

[1] University of Ottawa, Ottawa, Ontario, K1N 6N5, Canada
[2] University of Ottawa, Ottawa, Ontario, K1N 6N5, Canada, mkavgic@uottawa.ca
[3] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Serbia

1. INTRODUCTION

Hemp-lime composites (HLC), also known as hempcrete, produced by mixing hemp shiv, a lime-based binder, and water, have emerged as a promising candidate for reducing the carbon footprint of building materials [1]. The CO_2 sequestered during hemp growth and the carbonation of the lime collectively result in a negative carbon balance for HLC [2,3]. Beyond its environmental benefits, HLC offers superior thermal insulation and moisture-buffering capacity [4]. Despite these advantages, HLC's limited mechanical strength, particularly in low-density mixes, raises concerns about handling, installation, and in-service performance. Reported compressive strengths for low-density HLC range as low as 0.05–0.10 MPa at densities of 197–236 kg/m³ [5] and 0.03–0.11 MPa at 140–200 kg/m³ [6].

To address this limitation, reinforcement strategies have recently been explored for bio-based composites. Most efforts to date have focused on externally applied Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems. In one approach, cement-based hempcrete cylindrical specimens were externally reinforced with a flax-FRCM confining wrap, resulting in improvements of 258% in compressive strength and 531% in rigidity compared to unreinforced reference specimens [7]. More recently, a flax-FRCM system applied to two opposite faces of hempcrete specimens increased compressive strength and rigidity by up to 125% and 515%, respectively, when oriented parallel to the loading direction [8]. These gains were more limited when the reinforcement was applied to the transverse faces, reaching only 24% and 90%, respectively. In both cases, the FRCM reinforcement was bonded externally to the specimen surface, and the binders were cement-based. A different approach involved embedding jute fabric internally within flax-lime concrete beams [9]. Under three-point bending, moving the fabric layer from mid-height to the bottom quarter doubled the yielding load, whereas additional fabric layers increased the average displacement rather than the yielding load. However, compression tests in that study were conducted only on unreinforced samples, leaving the combined effect of internally embedded reinforcement and compressive loading unexamined.

This study examines HLC specimens with hemp shiv of varying particle size (coarse and fine) and target dry density (200 and 300 kg/m³), reinforced with horizontally embedded fiberglass mesh layers. Specifically, the objectives of this study are to: (i) evaluate the effect of embedded mesh reinforcement on the compressive strength of HLC across different particle sizes and densities, (ii) characterize the resulting changes in failure mode and crack pattern between unreinforced and reinforced specimens, and (iii) examine the corresponding stress-strain response to identify the conditions under which mesh reinforcement provides the greatest mechanical benefit.

2. MATERIALS AND METHODS

Hemp shivs supplied by Terrafibre were ground into two grading levels (coarse and fine) using an industrial grinder. ImageJ analysis was conducted to determine the mean length of the shivs [10]. Approximately 3 g of coarse shivs and 1 g of fine shivs were used for the analysis. Mean length was determined as 2.88 mm and 1.20 mm for coarse and fine shivs, respectively. Bulk density was determined following the RILEM TC 236-BBM recommendation [11]. Oven-dried shivs were placed in a cylindrical mold, upended ten times, and gently shaken to level the surface, which was then marked. The occupied volume was measured by filling the mold with water to this level. Measured values were 118 kg/m³ for fine shivs and 102 kg/m³ for coarse shivs.

Hydrated lime conforming to ASTM C207–24 [12] and slag conforming to ASTM C989/C989M-25 [13] were employed as binders in a 1:1 mass ratio. Slag was incorporated to enhance early strength development through latent hydraulic reactions [14] while also reducing the binder system's embodied carbon, given its industrial by-product nature [15]. Sample preparation was carried out as follows. The binder components were dry-mixed, then hemp shivs

were added, followed by water to produce a homogeneous mixture. The workability of the fresh mixture was assessed using the ball-and-finger test, a qualitative method for evaluating the consistency of hemp-lime composites [6,16].

All samples were prepared with a fixed binder-to-hemp ratio of 1, with two target dry densities of 200 and 300 kg/m³, suitable for attic and wall insulation applications [17], respectively. Samples were cast into 100 × 100 × 100 mm³ molds in five layers. For reinforced samples, four fiberglass mesh layers, each measuring 100 mm × 100 mm with an opening size of 1 mm × 1 mm, were horizontally placed between layers (Figure 1). Fiberglass mesh was selected as reinforcement due to its low cost and wide availability in construction applications. In addition, fiberglass is considered hydrophobic [18], which is expected to minimize disturbances to the composite's hygrothermal properties.

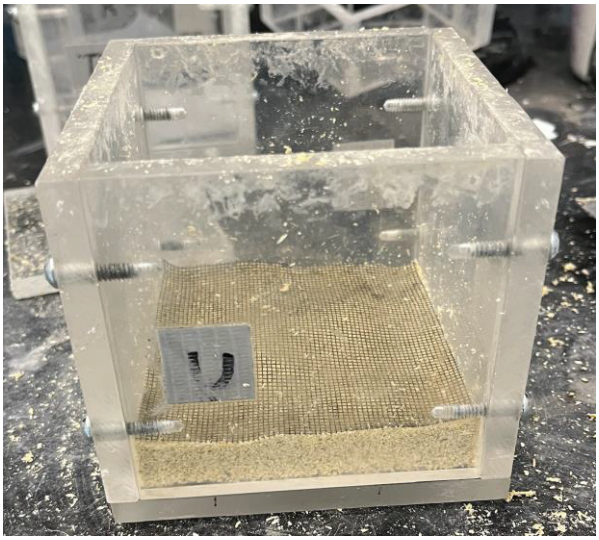


Figure 1: Preparation of reinforced hemp-lime composite specimens

Samples were cured at 21 ± 1 °C and 70 ± 2% relative humidity (RH) for 28 days before testing. After the curing period, samples were placed in a convection oven at 60 °C for three days to remove residual moisture. Compressive strength tests were then conducted on six samples per specimen designation in accordance with BS EN 826:2013 [19]. A displacement rate of 3 mm/min was applied using a universal testing machine with a 10 kN load cell. The peak stress was reported as compressive strength for samples exhibiting a distinct failure point. For samples without a clear peak, the stress at 10% strain was adopted as the compressive strength.

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

Table 1 summarizes measured dry densities ranging from 191.2 to 325.0 kg/m³, with low coefficients of variation (CoV) ranging from 0.67% to 3.51%, indicating high repeatability in sample preparation. Specimen designations follow the format [Particle Size]-[Target Density]-[Reinforcement]. F and C refer to fine and coarse shivs, 200 and 300 denote target dry density in kg/m³, and UR and R represent unreinforced and reinforced specimens, respectively. Reinforced specimens consistently showed densities approximately 10 kg/m³ higher than those of their unreinforced counterparts, due to the added mass of the fiberglass mesh layers embedded in the matrix.

Table 1: Density and variability of hemp-lime composite specimens

Specimen Designation	F200-UR	F200-R	C200-UR	C200-R	F300-UR	F300-R	C300-UR	C300-R
Mean Density (kg/m³)	193.2	203.1	191.2	203.7	290.5	302.7	316.5	325.0
CoV (%)	1.61	1.98	2.22	3.51	0.78	0.70	0.67	1.74

Figure 2 presents the compressive strength results of unreinforced and reinforced hemp-lime composites for all specimens. For the 200 kg/m³ group, both F200-UR and C200-UR recorded a compressive strength of 0.040 MPa. Upon incorporating fiberglass mesh reinforcement, F200-R exhibited a compressive strength of 0.089 MPa, representing a 118.7% increase. In contrast, C200-R showed no meaningful improvement with only a 1.6% increase. This pronounced difference suggests that fine-particle shivs improve stress transfer between the HLC matrix and the mesh reinforcement, thereby more effectively preventing crack propagation.

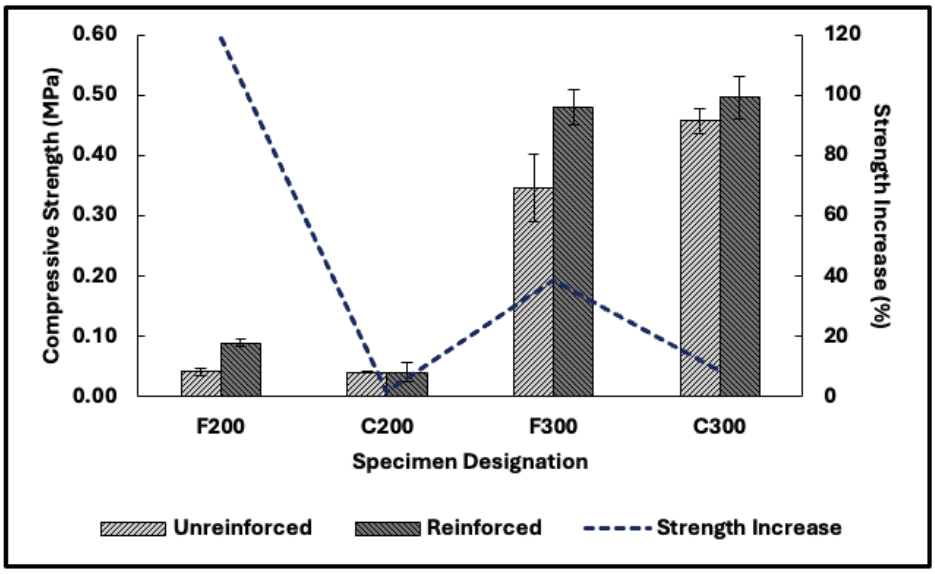


Figure 2: Compressive strength of unreinforced and reinforced hemp-lime composites

The 300 kg/m³ group demonstrated substantially higher compressive strengths than the 200 kg/m³ group, with values approximately 8-12 times higher, confirming the strong influence of density on the mechanical performance of HLC, as previously reported in the literature [5,20]. Following reinforcement, F300-R achieved 0.48 MPa, a 38.7% increase over F300-UR. C300-R recorded 0.50 MPa, corresponding to a modest 8.5% increase over C300-UR. The lower reinforcement effect observed in the F300-R compared to the F200-R can be attributed to the denser, inherently more crack-resistant HLC matrix, which reduces the reinforcement's relative contribution.

As illustrated in Figure 3-a, the unreinforced fine particle specimens (F200-UR and F300-UR) developed vertical cracks that propagated through the full height of the sample, ultimately splitting the matrix into several discrete fragments. This brittle fracture pattern reflects the limited tensile and shear capacity of the unreinforced hemp-lime matrix, which offers minimal crack resistance. In contrast, the reinforced fine-particle specimens (F200-R and F300-R), shown in Figure 3-b, exhibited a markedly different crack pattern, with damage concentrated along horizontal planes that coincide with the embedded fiberglass mesh layers. Rather than splitting apart, the specimen remained structurally coherent, with the mesh layers appearing to confine the fractured matrix and restrict crack propagation across layer boundaries. This delamination-like failure mode reflects the mesh's role in redistributing stress away from the cracked matrix, consistent with the enhanced load-bearing capacity discussed below in relation to the stress–strain response.

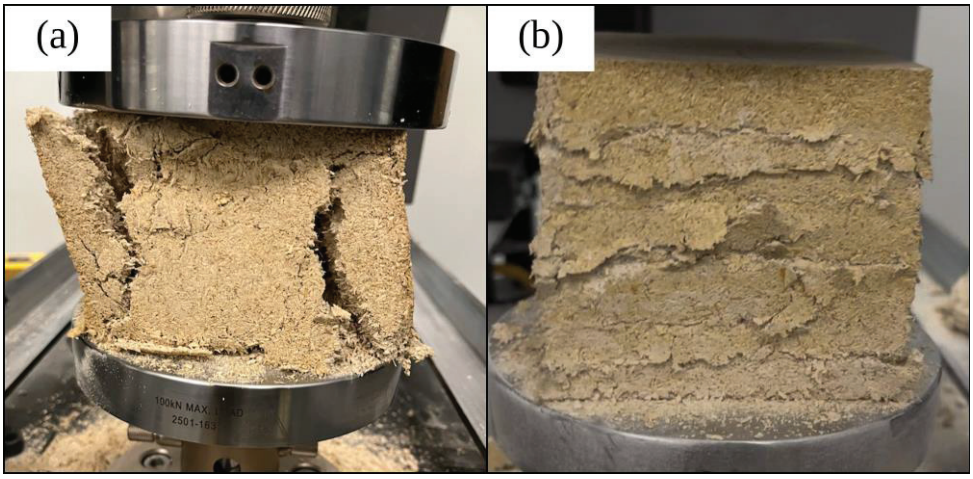


Figure 3: Typical crack behavior of (a) unreinforced and (b) reinforced fine particle HLC samples under axial compressive loading

Figure 4 presents the typical stress-strain curves of unreinforced and reinforced specimens. Unreinforced fine shiv specimens (F200-UR and F300-UR) exhibited quasi-brittle behavior, characterized by a distinct peak stress followed by a rapid load drop. In contrast, reinforced fine shiv specimens (F200-R and F300-R) exhibited a markedly different response, with no distinct failure point observed within the tested strain range, indicative of quasi-ductile behavior. This shift in mechanical response suggests that fiberglass mesh reinforcement effectively suppresses crack propagation by transferring stresses from the cracked HLC matrix to the mesh layers, enabling continued load-bearing capacity.

Unreinforced coarse shiv specimens (C200-UR and C300-UR) continued to bear load throughout the tested strain range without exhibiting a distinct peak stress, consistent with the strain-densifying behavior previously reported [21,22]. Reinforced specimens (C200-R and C300-R) exhibited a similar stress–strain response to their unreinforced counterparts up to 10% strain, in agreement with the marginal increase in compressive strength shown in Figure 2. The discontinuous microstructure of the coarse HLC matrix likely impedes efficient stress transfer to the embedded fiberglass mesh, thereby limiting its contribution to overall load-bearing behavior.

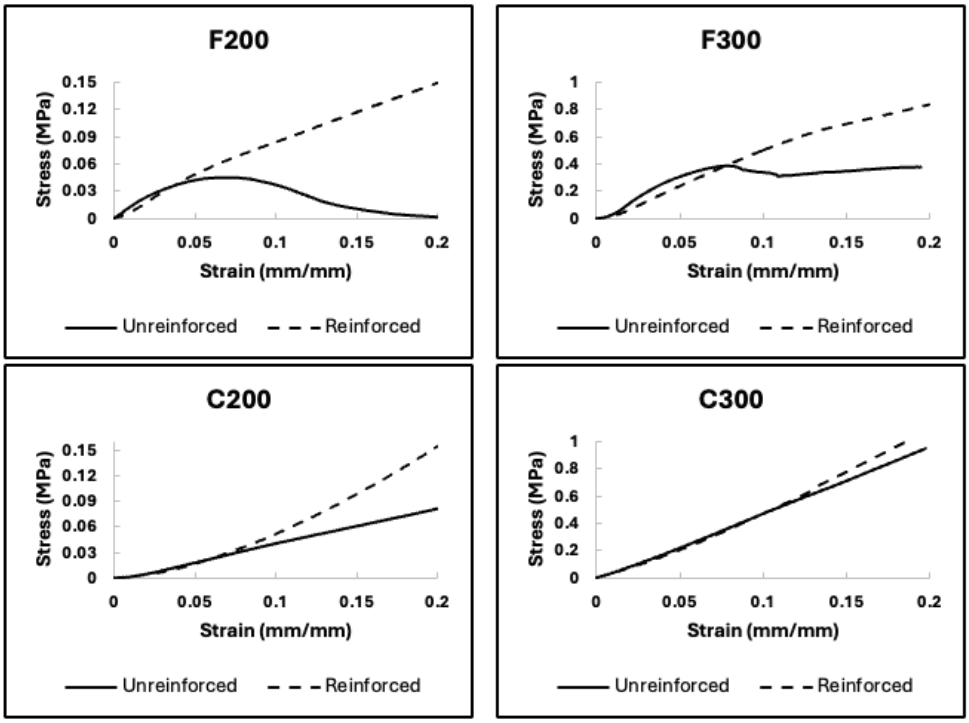


Figure 4: Typical stress-strain behavior of unreinforced and reinforced hemp-lime composites

4. CONCLUSION

This study investigated the compressive behaviour of unreinforced and fiberglass-mesh-reinforced hemp–lime composites by examining the combined effects of hemp shiv particle size and dry density.

The results demonstrate that the interaction between particle size and density governs the effectiveness of fiberglass mesh reinforcement. Fine shiv composites, which form a more homogeneous, continuous matrix, enable efficient stress transfer to the embedded mesh and increase compressive strength by up to 118.7% at a dry density of 200 kg/m³. In contrast, coarse shiv composites showed only marginal improvements, as their discontinuous matrix limited interfacial stress transfer. At the higher density of 300 kg/m³, the inherently stronger, more crack-resistant matrix reduced the relative contribution of the reinforcement, indicating that reinforcement efficiency depends on the combined effects of matrix continuity and density rather than on either parameter alone.

The influence of matrix continuity was also evident in the failure mechanisms. Reinforced fine shiv specimens transitioned from brittle vertical splitting into discrete fragments to a delamination-like failure mode confined to the mesh layers, allowing the specimens to remain structurally coherent throughout loading. This change was accompanied by a transition from quasi-brittle to quasi-ductile stress–strain behaviour, demonstrating that the embedded mesh effectively restrained crack propagation and sustained load-bearing capacity after initial cracking. In contrast, reinforced coarse shiv specimens exhibited behaviour comparable to that of their unreinforced counterparts, confirming the limited contribution of the mesh in a discontinuous matrix.

These findings demonstrate that reinforcement should be applied selectively rather than uniformly in hemp–lime composites. Fine-shiv, low-density mixtures, which are particularly

susceptible to brittle failure, derive the greatest benefit from embedded fiberglass mesh, making them attractive for applications such as attic insulation where improved handling and mechanical robustness are desirable. Overall, the study provides practical design guidance by demonstrating that tailoring reinforcement to the internal structure of hemp–lime composites can maximize mechanical performance while minimizing unnecessary material use, cost, and embodied carbon.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors gratefully acknowledge the financial support provided by the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) through the Discovery Grant Program (RGPIN-2026-06505).

REFERENCES

[1] Y. Florentin, D. Pearlmutter, B. Givoni, E. Gal, A life-cycle energy and carbon analysis of hemp-lime bio-composite building materials, Energy Build. 156 (2017) 293–305. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.09.097.

[2] S. Pretot, F. Collet, C. Garnier, Life cycle assessment of a hemp concrete wall: Impact of thickness and coating, Build. Environ. 72 (2014) 223–231. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2013.11.010.

[3] A. Arrigoni, R. Pelosato, P. Melià, G. Ruggieri, S. Sabbadini, G. Dotelli, Life cycle assessment of natural building materials: the role of carbonation, mixture components and transport in the environmental impacts of hempcrete blocks, J. Clean. Prod. 149 (2017) 1051–1061. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.02.161.

[4] Y. Abdellatef, M.A. Khan, A. Khan, M.I. Alam, M. Kavgic, Mechanical, Thermal, and Moisture Buffering Properties of Novel Insulating Hemp-Lime Composite Building Materials, Materials 13 (2020) 5000. https://doi.org/10.3390/ma13215000.

[5] M. Gołębiewski, B. Pietruszka, W. Piątkiewicz, M. Kubiś, O. Oleksiienko, Compressive Strength, Thermal Conductivity, Vapor Permeability and Specific Heat of Hemp-Lime Composites Varying in Density for Wall, Roof and Floor Applications, Materials 18 (2025) 4958. https://doi.org/10.3390/ma18214958.

[6] O. Mahmood, M. Kavgic, M. Noel, Hygrothermal and mechanical characterization of novel hemp-lime composites with enhanced consistency, Constr. Build. Mater. 450 (2024) 138720. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138720.

[7] R. Bardouh, O. Homoro, N. Reboul, M. Saidi, S. Amziane, Enhancing bio-based concrete mechanical properties: a novel approach with composite sandwiches and confined cylinders, Mater. Struct. 57 (2024) 139. https://doi.org/10.1617/s11527-024-02400-3.

[8] O.G. Agossou, O. Homoro, S. Amziane, Strengthening of hemp concrete with vegetal fabric reinforced cementitious matrix: experimental study on compression and shear behaviour, J. Build. Eng. 127 (2026) 116443. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2026.116443.

[9] K.P. Garikapati, P. Sadeghian, Mechanical behavior of flax-lime concrete blocks made of waste flax shives and lime binder reinforced with jute fabric, J. Build. Eng. 29 (2020) 101187. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101187.

[10] J. Williams, M. Lawrence, P. Walker, The influence of constituents on the properties of the bio-aggregate composite hemp-lime, Constr. Build. Mater. 159 (2018) 9–17. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.109.

[11] S. Amziane, F. Collet, M. Lawrence, C. Magniont, V. Picandet, M. Sonebi, Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity, Mater. Struct. 50 (2017) 167. https://doi.org/10.1617/s11527-017-1029-3.

[12]ASTM, Standard Specification for Hydrated Lime for Masonry Purposes, (2024). https://doi.org/10.1520/C0207-24.

[13]ASTM, Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars, (2025). https://doi.org/10.1520/C0989_C0989M-25.

[14]R. Walker, S. Pavia, R. Mitchell, Mechanical properties and durability of hemp-lime concretes, Constr. Build. Mater. 61 (2014) 340–348. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.065.

[15]J.R. Prusinski, M.L. Marceau, M.G. VanGeem, LIFE CYCLE INVENTORY OF SLAG CEMENT CONCRETE, in: Eighth CANMETACI Int. Conf. Fly Ash Silica Fume Slag Nat. Pozzolans Concr., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2004.

[16]W. Stanwix, A. Sparrow, The hempcrete book: designing and building with hemp-lime, Green Books, London, 2014.

[17]I.B. Muhit, E.L. Omairey, V.G. Pashakolaie, A holistic sustainability overview of hemp as building and highway construction materials, Build. Environ. 256 (2024) 111470. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2024.111470.

[18]A. Célino, S. Fréour, F. Jacquemin, P. Casari, The hygroscopic behavior of plant fibers: a review, Front. Chem. 1 (2014). https://doi.org/10.3389/fchem.2013.00043.

[19]British Standards, Thermal insulating products for building applications. Determination of compression behaviour, (2013).

[20]J. Williams, M. Lawrence, P. Walker, The influence of the casting process on the internal structure and physical properties of hemp-lime, Mater. Struct. 50 (2017) 108. https://doi.org/10.1617/s11527-016-0976-4.

[21]W. Piątkiewicz, A. Piotrowski, P. Narloch, Determination of Compressive Strength in Hemp–Lime Composites: Comparative Study of Testing Methodologies and Proposal of Improved Approach, Appl. Sci. 16 (2025) 306. https://doi.org/10.3390/app16010306.

[22]S. Elfordy, F. Lucas, F. Tancret, Y. Scudeller, L. Goudet, Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete (“hempcrete”) manufactured by a projection process, Constr. Build. Mater. 22 (2008) 2116–2123. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.016.

ДГКС ASES | E-39
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026052G

Dušan Grdić[1], Nenad Ristić[2], Mehmet Emiroğlu[3], Zoran Grdić[2], Gordana Topličić - Ćurčić [2]

REDUCING CARBON EMISSIONS THROUGH CIRCULAR USE OF WASTE GLASS IN CEMENTITIOUS MATERIALS

Summary: The use of finely ground waste cathode ray tube (CRT) glass as a partial replacement for cement directly links the principles of circular economy with the reduction of carbon dioxide emissions. Instead of ending up in landfills, glass is returned to the production cycle as a pozzolanic material, reducing the need for extracting natural resources and producing clinker—the most carbon intensive component of cement. Since manufacturing one ton of clinker emits roughly 800–900 kg of CO_2, replacing up to 35% of cement with glass powder can lower the overall carbon footprint of concrete. This study examined concrete in which up to 35% of the cement was replaced with glass powder finer than 63 microns, demonstrating how turning waste into a valuable material directly supports climate benefits and the core principles of the circular economy.

Keywords: waste CRT glass, circular economy, pozzolanic material, compressive strength

SMANJENJE EMISIJE UGLJEN-DIOKSIDA KROZ CIRKULARNU UPOTREBU OTPADNOG STAKLA U CEMENTNIM MATERIJALIMA

Rezime: Upotreba fino samlevenog otpadnog stakla katodnih cevi (CRT) kao delimične zamene za cement direktno povezuje principe cirkularne ekonomije sa smanjenjem emisije ugljen-dioksida. Umesto da završava na deponijama, staklo se vraća u proizvodni ciklus kao pucolanski materijal, čime se smanjuje potreba za eksploatacijom prirodnih resursa i proizvodnjom klinkera – komponente cementa sa najvećim ugljeničnim otiskom. S obzirom na to da proizvodnja jedne tone klinkera emituje približno 800–900 kg CO_2, zamena do 35% cementa staklenim prahom može značajno smanjiti ukupni ugljenični otisak betona. U ovom radu je ispitivan beton u kojem je do 35% cementa zamenjeno staklenim prahom granulacije ispod 63 mikrona, čime je pokazano da pretvaranje otpada u vredan materijal direktno doprinosi klimatskim benefitima i osnovnim principima cirkularne ekonomije.

Ključne reči: otpadno CRT staklo, cirkularna ekonomija, pucolanski materijal, čvrstoća pri pritisku

[1] University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture, dusan.grdic@gaf.ni.ac.rs
[2] University of Niš, Faculty of Civil Engineering and Architecture
[3] Sakarya University, Department of Civil Engineering, Esentepe Campus 54187, Serdivan, Turkey

1. INTRODUCTION

The concept of utilizing various types of waste materials for the production of new construction products has a long and well-established tradition in the field of civil engineering. In this context, a substantial number of experimental and theoretical studies have been conducted over the past decades, focusing on the valorization of industrial by-products—primarily fly ash, blast furnace slag, and silica fume—through their application as mineral admixtures in concrete and precast elements. The findings of these studies clearly demonstrate multiple benefits, including improvements in both mechanical and durability properties, as well as a reduction in environmental impact. Materials that were once considered a significant ecological burden due to their accumulation in landfills worldwide are now recognized as valuable resources and have found widespread application in modern construction practice.

In this regard, the concept of circular economy and sustainable resource management has further stimulated research aimed at identifying new pathways for the utilization of various waste materials. One material that has gained increasing attention is waste glass, including specific types such as cathode ray tube (CRT) glass. Its potential use in cement-based composites, either as a replacement for natural raw materials or as an additive to existing material systems, remains an active area of investigation. Previous studies indicate considerable potential of this material, but also highlight the need for further research to fully understand its influence on the performance and long-term behavior of cementitious composites.

Due to its specific chemical composition and the complexity of the recycling process, the reuse of CRT glass represents a significant technical and technological challenge. These characteristics limit its broader application and necessitate detailed investigation to identify suitable valorization strategies. The following section provides an overview of relevant previous research dealing with the use of different types of waste glass in the production of new materials and products. Particular emphasis is placed on its application in the construction industry, especially in the production of mortars and concrete, where this material has demonstrated considerable potential [1].

1.1. PRIMENA OTPADNOG STAKLA ZA IZRADU NOVIH PROIZVODA

Dondi et al. [2] investigated the feasibility of incorporating CRT glass into the production of bricks and roofing tiles, where the glass was ground to a particle size below 1 mm to ensure compatibility with existing manufacturing processes. A series of mixtures containing panel and funnel glass in proportions ranging from 2% to 5% was prepared, alongside reference industrial samples. After shaping, drying, and firing at temperatures between 900 and 1000 °C, it was observed that the presence of CRT glass reduced the plasticity of fresh mixtures and increased shrinkage during drying. Furthermore, an addition of approximately 2% resulted in satisfactory properties, whereas higher contents (around 5%) led to a deterioration of physical and mechanical characteristics. Based on the obtained results, the optimal CRT glass content was determined to lie between 2% and 4%.

Andreola et al. [3] examined the applicability of CRT glass in the production of ceramic glazes, focusing on its role as a substitute for non-plastic components, particularly glassy materials. Special attention was given to the presence of oxides such as Ba, Sr, Zr, and Pb, which contribute to the functional properties of the glazes. Three types of CRT glass (panel, funnel, and their mixture) were investigated, and based on chemical and technological analyses, glazes incorporating panel glass exhibited the most favorable characteristics. Subsequent studies therefore focused exclusively on panel CRT glass, where it constituted a major portion of the glassy phase. The maximum allowable content of CRT glass was determined based on stability assessments and defect formation. The results indicated that the inclusion of CRT glass does not significantly affect the chemical resistance compared to conventional glazes, while it improves

abrasion resistance. Additionally, a life cycle assessment (LCA) demonstrated that the use of CRT glass can reduce the environmental impact by approximately 36% compared to traditional glazes [3].

1.2. WASTE GLASS AS A PARTIAL REPLACEMENT FOR CEMENT IN CONCRETE

Kim et al. [4] investigated the potential use of waste glass sludge (WGS), a by-product of flat glass manufacturing, as a partial replacement for cement in order to enhance the durability of concrete. Five concrete mixtures with varying WGS contents were prepared, and their performance was evaluated through compressive strength testing, freeze–thaw resistance (with and without de-icing salts), chloride ion penetration, and surface scaling tests. The results indicated that incorporating WGS improved the mechanical performance, particularly when combined with fly ash, and significantly enhanced durability properties. Compared to the control mixture containing 20% fly ash, WGS-modified concretes exhibited better resistance to freeze–thaw cycles, reduced chloride ingress, and improved resistance to surface scaling.

Nassar et al. [5] explored the use of milled waste glass as a supplementary cementitious material in recycled aggregate concrete, aiming to improve its typically inferior mechanical and durability properties. The study focused on the incorporation of finely ground glass as a partial cement replacement, demonstrating that, at micro-scale particle sizes, the material exhibits pozzolanic activity through reactions with cement hydration products, leading to the formation of additional calcium silicate hydrate (C–S–H). These reactions contributed to a densification of the cement matrix and improvements in the interfacial transition zone between recycled aggregates and the cement paste. As a result, notable enhancements in both strength and durability were observed, along with a mitigation of alkali–silica reaction. The findings highlight the potential of milled waste glass to enable high-value utilization of recycled materials while simultaneously diverting significant quantities of glass waste from landfills.

Zidol et al. [6] investigated the potential of glass powder (GP) as an alternative supplementary cementitious material by comparing its performance with conventional additions such as Class F fly ash (FFA) and ground granulated blast furnace slag (GGBS). Concrete mixtures were prepared with 0%, 20%, and 30% GP, alongside reference mixes incorporating 30% FFA or GGBS, covering a wide range of water-to-binder ratios (0.35–0.65). The study evaluated compressive strength as well as durability-related properties, including chloride ion permeability and diffusion. The results indicated that GP exhibits mechanical performance comparable to fly ash and demonstrates superior efficiency in reducing permeability. In particular, GP significantly decreased chloride ingress regardless of the w/b ratio, leading to enhanced durability of concrete, thereby confirming its strong potential as a sustainable supplementary cementitious material.

Based on the above, it can be concluded that the use of waste glass offers a range of potential benefits, which can generally be classified into three main categories: environmental, economic, and engineering. From an environmental perspective, the use of waste glass—such as a partial replacement for cement in mortars and concretes—contributes to reducing the amount of waste disposed of in landfills, while also mitigating the negative impacts associated with Portland cement production, including carbon dioxide emissions and the consumption of natural resources. From an economic standpoint, assessing the feasibility of its application requires a comprehensive techno-economic analysis, encompassing key factors such as waste collection and disposal costs, transportation, processing and recycling procedures, as well as the production costs of new materials and products [7]. At the same time, from an engineering perspective, the incorporation of waste glass into cementitious composites may alter both fresh and hardened properties, highlighting the importance of detailed investigation and optimization of its proportion in the mixture.

2. MATERIALS USED IN EXPERIMENT AND MIX DESIGN

The experimental program was based on the use of conventional binder, recycled glass powder, and natural aggregates of varying particle sizes. Ordinary Portland cement (CEM I 52.5R), supplied by CRH Novi Popovac, served as the primary cementitious material, meeting the requirements of EN 196-1, EN 196-3, EN 196-6, and EN 197-1 standards.

Recycled cathode ray tube (CRT) glass was obtained from the "Jugo–Impex E.E.R." d.o.o. recycling facility located in Niš. Following collection, the material was processed to produce a fine powder suitable for use in cement-based systems. Natural river aggregate was employed in three distinct size classes: 0–4 mm, 4–8 mm, and 8–16 mm. The initially supplied CRT glass consisted of coarse fragments, which required further size reduction. Grinding was performed using a laboratory ball mill until complete passage through a 0.063 mm sieve was achieved. No residual material remained on the sieve after processing. The produced glass powder was characterized by a density of 2.84 g/cm³ and a Blaine specific surface area of 245 m²/kg. The grading properties of the aggregate fractions were determined using the dry sieving technique in accordance with EN 933-1. The resulting particle size distribution curves for all fractions are illustrated in Figure 1.

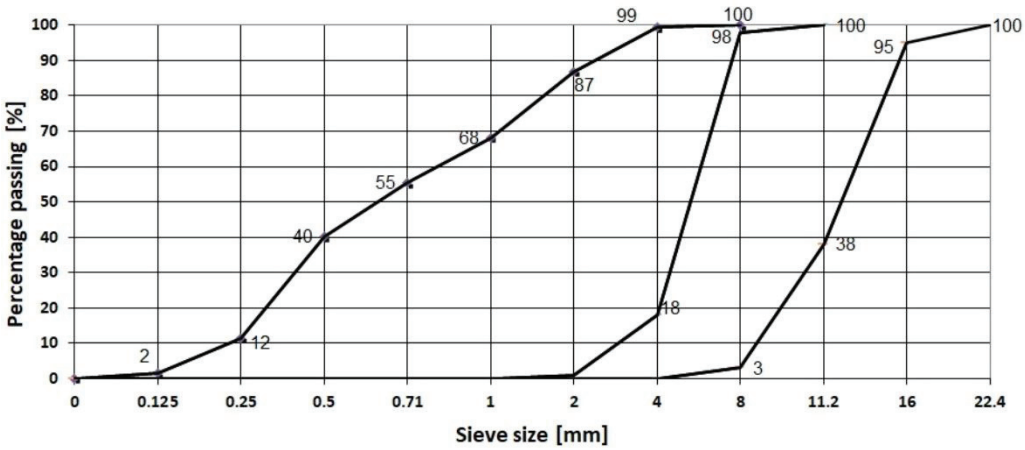


Figure 1: Particle size distribution of fractions 0/4 mm, 4/8 mm, 8/16 mm of river aggregate

An experimental campaign comprising four distinct concrete mixtures was conducted to evaluate the influence of partial cement replacement with finely ground CRT glass on hardened concrete properties. The reference mixture was designed with a binder content of 400 kg/m³ of cement and a total aggregate content of 1800 kg/m³, consisting of three river aggregate fractions. The proportions of aggregate fractions were fixed at 43% (0–4 mm), 23% (4–8 mm), and 34% (8–16 mm). A constant water-to-binder ratio (w/b) of 0.438 was maintained for all mixtures. To achieve adequate workability at a reduced water content, a polycarboxylate-based superplasticizer was incorporated.

The substitution of cement with waste glass powder was performed at levels of 10%, 20%, and 35% by mass of cement. The upper replacement limit (35%) was selected in accordance with typical maximum mineral admixture contents in CEM II-type cements. Mixture designations were assigned based on the replacement level, where the notation "WG" refers to waste glass. All mixtures were proportioned to achieve a target workability corresponding to slump class S3 (100–130 mm). The consistency of fresh concrete was determined using the slump test in accordance with EN 12350-2. The detailed mix proportions for all concrete formulations are provided in Table 1.

Table 1: Composition of experimental concrete mixtures

Concrete	Aggregate			Cement	CRT	Water		Additive
	0/4 mm	4/8 mm	8/16 mm	CEM I 52,5 R	< 0.063 mm	city wat. supply	w/b	Super-plasticizer
	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	kg/m^3	-	kg/m^3
E	774	414	612	400	-	175.3	0.438	2.40
WG10	774	414	612	360	40	175.3	0.438	2.40
WG20	774	414	612	320	80	175.3	0.438	2.40
WG35	774	414	612	260	140	175.3	0.438	2.40

3. EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

Compressive strength was determined on standard concrete cubes with dimensions of 150 mm, tested at curing ages of 2, 7, 28, and 90 days in accordance with EN 12390-3. For each testing age, the reported value corresponds to the mean result obtained from three specimens.

As expected, all concrete mixtures exhibited a continuous increase in compressive strength with prolonged curing time, Figure 2. At early ages (2 and 7 days), the reference mixture consistently achieved the highest strength values. During this initial stage of hydration, a clear trend can be identified: increasing the proportion of cement replacement with CRT glass leads to a reduction in compressive strength, with more pronounced declines observed at higher replacement levels.

For example, at 7 days, mixtures WG20 and WG35 showed reductions of 24.4% and 37.6%, respectively, compared to the reference concrete. A similar tendency was observed at 28 days, where strength values for WG20 and WG35 remained lower by 15.7% and 37.0%, respectively, relative to the control mixture.

However, the results obtained after 90 days indicate a notable shift in behaviour, requiring a reassessment of the earlier observations. Specifically, mixtures WG10 and WG20 demonstrated a substantial recovery in strength, significantly narrowing the difference relative to the reference concrete to only 5.2% and 3.5%, respectively. Figure 3 illustrates the variation in compressive strength development of concrete mixtures at curing ages of 2, 7, 28, and 90 days as a function of the percentage of CRT glass powder used as a cement replacement.

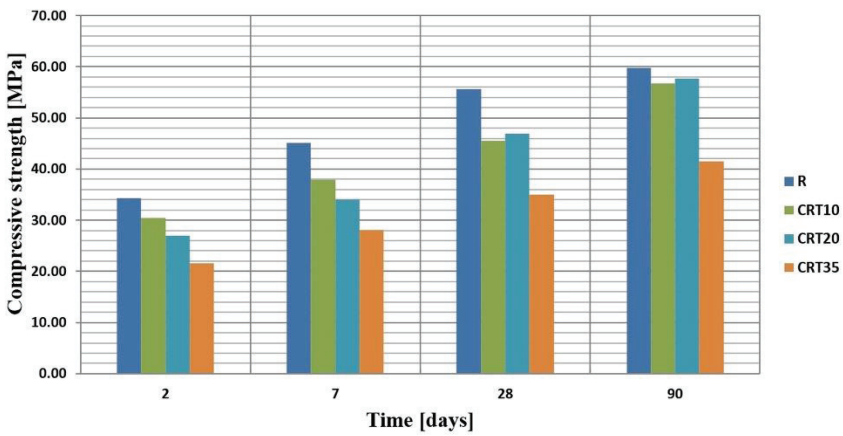


Figure 2: Graphic presentation of achieved compressive strengths of concrete series in time

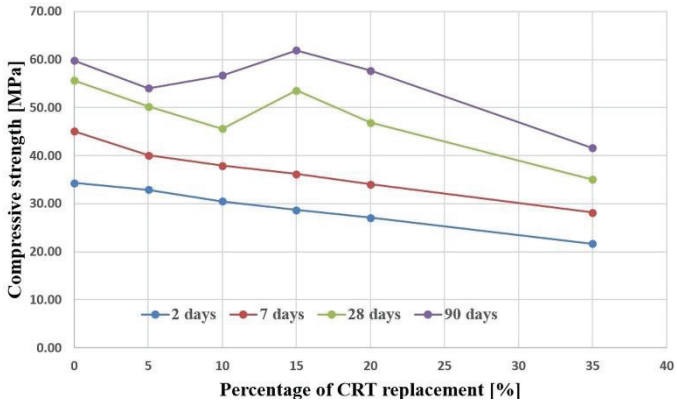


Figure 3: Variation of compressive strength of concrete at the ages of 2, 7, 28 and 90 days in the function of percentage of replacement of CRT glass powder

The surface hardness of concrete was evaluated using a non-destructive testing method based on the Schmidt rebound hammer. This method relies on measuring the rebound of a spring-driven mass impacting the concrete surface, where the rebound index is correlated with the compressive strength of concrete.

Prior to testing, the concrete surface was cleaned and prepared to ensure reliable measurements. The rebound hammer was applied perpendicular to the test surface, and multiple readings were taken at each test location to obtain representative values. The recorded rebound numbers were then used to estimate the surface compressive strength in accordance with the relevant standards SRPS EN 12504-2. The purpose of this method is to estimate the internal compressive strength of concrete by measuring its surface hardness, which inherently introduces a certain level of error. These inaccuracies arise from the dispersion of results caused by variations in surface hardness among the tested specimens [118]. In order to establish a more accurate correlation between the rebound number (Schmidt hammer index) and the actual compressive strength of concrete, the testing was performed on cubic concrete specimens with a side length of 15 cm, immediately prior to compressive strength determination.

The measurements were carried out using a Schmidt hammer device "N-34 Proceq SA", Switzerland. Before testing, each specimen was subjected to a constant load of 50 kN using a hydraulic press. The rebound index (Ri) was measured on two opposite faces of the specimen, perpendicular to the casting direction, at an angle of 0°, at a total of eighteen test points. The procedure of rebound number testing using a Schmidt hammer on a single concrete specimen is illustrated in Figure 4.

Figure 4: Schmidt hammer rebound number testing (left); Appearance of the Schmidt hammer

Figure 5 presents the average rebound values obtained for the concrete series at different ages. As expected, an increase in concrete age results in higher rebound values for all mixtures. At early ages (2 and 7 days), it can be observed that increasing the glass content in the mixture leads to a decrease in rebound values for the same curing period. For mixtures WG10 and WG20, the results at 28 days indicate relatively uniform rebound values, although still slightly lower compared to the reference concrete. At 90 days, up to 20% cement replacement with glass results in rebound values comparable to those of the control mixture. At this age, mixture WG35 exhibited the lowest compressive strength among all series and, consequently, the lowest rebound value of 43.

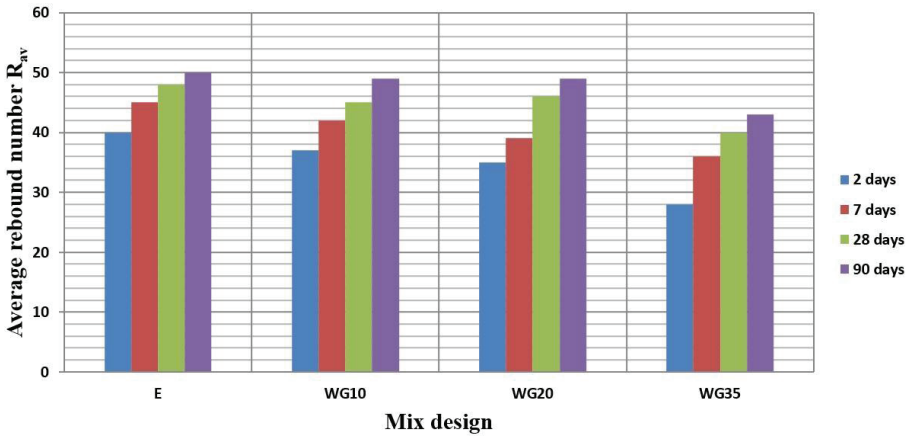


Figure 5: Schmidt hammer rebound at different concrete ages

Given that the surface hardness of concrete is directly related to its compressive strength, the measured rebound values follow the strength development over time. Based on the average rebound values and the experimentally obtained compressive strengths, a functional relationship between the Schmidt hammer rebound index and the compressive strength of concrete was established (Figure 6). Statistical analysis of the results yielded a second-degree polynomial function with a correlation coefficient close to unity. A review of the available literature revealed no studies addressing rebound measurements on concrete incorporating finely ground waste glass, and therefore, the obtained results could not be compared with findings reported by other researchers.

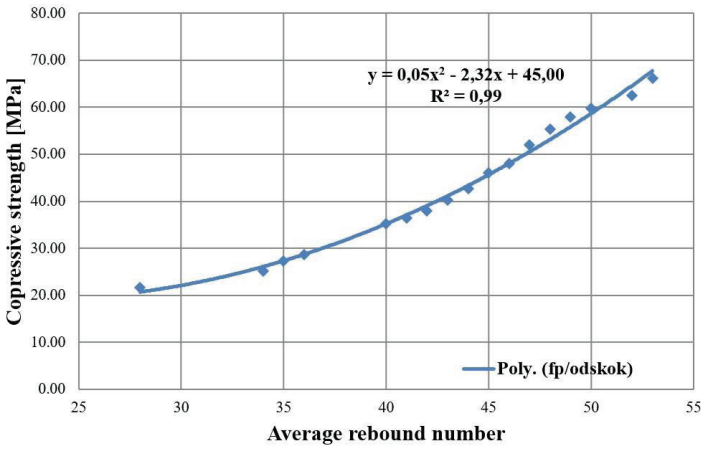


Figure 6: Functional relationship between concrete compressive strength and Schmidt rebound number

4. CONCLUSIONS

Based on the obtained experimental results, the following conclusions can be drawn:

- Early-age results (2 and 7 days) show that the reference concrete achieved the highest compressive strength. Although mixtures with CRT glass exhibited reduced strength at 28 days, significant recovery was observed at 90 days for WG10 and WG20, with differences reduced to 5.2% and 3.5%, respectively. This indicates that moderate glass replacement (up to 20%) can yield comparable long-term performance despite initial strength reductions.
- At 28 days, mixtures WG10 and WG20 exhibited relatively uniform rebound values, slightly lower than the reference concrete. However, at 90 days, up to 20% cement replacement resulted in comparable rebound values to the control mixture, while WG35 showed the lowest rebound (43), consistent with its reduced strength. The results were well described by a second-degree polynomial relationship with a correlation coefficient close to unity, indicating a strong dependence between rebound index and compressive strength.
- The combined findings indicate that the partial replacement of cement with finely ground CRT glass, particularly up to 20%, can ensure satisfactory long-term mechanical performance, supported by both compressive strength and rebound measurements. Moreover, the utilization of waste glass contributes to the reduction of cement consumption and promotes the reuse of industrial waste, aligning with the principles of circular economy and sustainable development. Therefore, the application of CRT glass as a supplementary cementitious material represents a promising and environmentally responsible approach in modern concrete production.

ACKNOWLEDGEMENT

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the Agreement on Financing the Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš - Registration number: 451-03-34/2026-03/200095 dated 05/02/2026.

REFERENCES

[1] Narendra S, Jinhui L, Xianlai Z. Solution and challenges in recycling waste cathode-rey tubes, Journal of Cleaner Production, 133, 2016, 188-200.

[2] Dondi M, Guarini G, Raimondo M, Zanelli C. Recycling PC and TV waste glass in clay bricks and roof tiles, Waste Management, 29, 2009, 1945-1951.

[3] Andreola F, Barbieri L, Corradi A, Lancellotti I. CRT glass state of the art, a case study: Recycling in ceramic glazes, Journal of the European Ceramic Society, 27 (2–3), 2007, 1623-1629.

[4] Kim J, Moon J, Won Shim J, Sim J, Lee H, Zi G. Durability properties of a concrete with waste glass sludge exposed to freeze - and - thaw condition and de - icing salt, Construction and Building Materials, 66, 2014, 398-402

[5] Nassar R, Soroushian P (2012). Strength and durability of recycled aggregate concrete containing milled glass as partial replacement for cement, Construction and Building Materials, 29, 2012, 368-377.

[6] Zidol A, Tognonvi M, Tagnit – Hamou A. Effect of glass powder on concrete sustainability, New Journal of Glass and Ceramics, 7, 2017, 34-47.

[7] Federico L.M., Chidiac S.E. Waste glass as a supplementary cementitious material in concrete - Critical review of treatment methods, Cement and Concrete Composites, 31 (8), 2009, 606-610.

ДГКС ASES | E-40
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026086K

Ehsan Kiana[1], Aleksandar Radević[2]

EVALUATION OF THE MECHANICAL PERFORMANCE OF FOAMED CONCRETE USING THE SPECIFIC COMPRESSIVE STRENGTH-TO-DRY DENSITY RATIO

Summary: Owing to its low density, self-compacting capability, and thermal insulation properties, foamed concrete is widely used in lightweight construction. However, achieving an optimal balance between mechanical strength and dry density remains a major challenge in mix design. This study experimentally evaluated 32 foamed concrete mixtures incorporating different foaming agent types, cement types, polypropylene fibers, supplementary cementitious materials, and superplasticizer. Mixture performance was assessed using compressive strength, dry density, and the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index, which reflects both load-bearing capacity and lightweight efficiency. The results showed that the investigated variables affected the performance index to different extents, with cement content, foaming agent type, and superplasticizer exhibiting the greatest influence. The optimum mixture achieved a compressive strength of 4.2 MPa, a dry density of 683 kg/m³, and the highest performance index of 6.1. These findings provide practical guidance for optimizing low-density foamed concrete with improved mechanical performance of foamed concrete.

Keywords: compressive strength, dry density, specific compressive strength-to-dry density index, foaming agent, polypropylene fibers, superplasticizer

PROCENA MEHANIČKIH SVOJSTAVA PENOBETONA PRIMENOM ODNOSA ČVRSTOĆE PRI PRITISKU I ZAPREMINSKE MASE U SUVOM STANJU

Rezime: Zahvaljujući svojoj maloj zapreminskoj masi, mogućnosti samougradnje i svojstvima toplotne izolacije, penobeton se široko koristi kod lakih građevinskih konstrukcija. Međutim, postizanje optimalne ravnoteže između mehaničke čvrstoće i zapreminske mase u suvom stanju ostaje glavni izazov pri projektovanju mešavina. Istraživanja se odnose na 32 mešavine penobetona sa različitim vrstama penušavaca, cementa, polipropilenskim vlaknima, mineralnim dodacima i superplastifikatorima. Performanse mešavina procenjene su na osnovu pritisne čvrstoće, zapreminske mase u suvom stanju i indeksa specifičnog odnosa pritisne čvrstoće i zapreminske mase, koji odražava i nosivost i efikasnost olakšavanja konstrukcije. Rezultati su pokazali da ispitivane promenljive utiču na indeks performansi u različitoj meri, pri čemu su sadržaj cementa, vrsta penušavca i superplastifikator pokazali najveći uticaj. Optimalna mešavina postigla je pritisnu čvrstoću od 4,2 MPa, zapreminsku masu u suvom stanju od 683 kg/m³ i najviši indeks performansi od 6,1. Dobijeni rezultati pružaju praktične smernice za optimizaciju penobetona male zapreminske mase u cilju poboljšanja mehaničkih karakteristika peno betona.

Ključne reči: čvrstoća pri pritisku, zapreminska masa, indeks specifičnog odnosa pritisne čvrstoće i zapreminske mase, penušavac, polipropilenska vlakna, superplastifikato.

[1] PhD Student at the University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, kiana.ehsan@gmail.com
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

The construction industry requires lightweight, cost-effective, and sustainable materials that can reduce the dead load of structures while maintaining adequate mechanical performance[1]. Owing to its low density, high flowability, self-compacting capability, thermal insulation properties, and ease of placement, foamed concrete has emerged as a promising material for a wide range of non-structural and semi-structural applications, including floor and roof filling, lightweight masonry blocks, void filling, and trench reinstatement[2][3]. However, increasing the foam volume and reducing density generally lead to a significant reduction in compressive strengtha[4]. Therefore, the selection of an optimum mix design should be based on achieving an appropriate balance among compressive strength, dry density, and cement consumption, rather than simply maximizing strength.

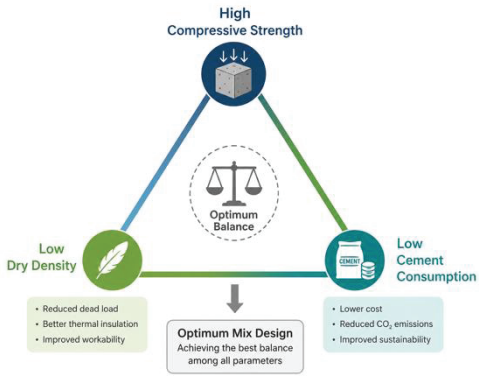


Figure 1:Design objectives for optimizing low-density foamed concrete mixtures.

In a study conducted by Zhang et al. (2026), the mechanical behavior of carbon nanotube (CNT)-modified foamed concrete was investigated using 16 experimental mix designs. The experimental variables included fly ash replacement ratio, water-to-binder ratio, aggregate-to-binder ratio, CNT dosage, and foam volume fraction. Cylindrical specimens (50 × 100 mm) were subjected to uniaxial compressive strength testing after 28 days of standard curing. The reported apparent density and 28-day compressive strength ranged from 690 to 1380 kg/m³ and 2.382 to 18.381 MPa, respectively. The calculated compressive strength-to-apparent density index varied between 4.98 and 6.19 MPa/(kg/m³), with the highest value achieved for the mixture containing 80% fly ash replacement, 0.10% CNT, and 50% foam volume. The results indicated that foam volume fraction, water-to-binder ratio, and aggregate-to-binder ratio were the most influential parameters governing both density and compressive strength, whereas increasing the foam content generally reduced both properties. Although the incorporation of CNTs contributed positively to improving the strength–density balance, the reported performance index should be interpreted with caution because it was calculated using apparent density rather than oven-dry density, and no drying procedure to constant mass was reported.[5]

Zhou et al. (2026) investigated the effect of bamboo bio-aggregates as a sustainable replacement for natural sand in foamed concrete through an experimental program examining different aggregate sizes and replacement ratios. The study evaluated the mechanical, thermal, acoustic, and environmental performance of the developed mixtures. The results showed that the dry density ranged from 1003 to 1351 kg/m³, while the maximum compressive strength reached 11.45 MPa with 5% fine bamboo aggregate replacement. In addition to improving compressive and flexural strengths, the incorporation of bamboo aggregates significantly enhanced thermal insulation and sound absorption, while reducing the carbon footprint by up to 18% compared with

conventional foamed concrete. Based on the reported density and compressive strength, the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index reached an estimated maximum value of 11.42, indicating that the optimized bamboo-based foamed concrete achieved an excellent balance between lightweight characteristics and mechanical performance. These findings demonstrate that bamboo bio-aggregates represent a promising sustainable alternative for producing high-performance, low-density foamed concrete suitable for non-structural and semi-structural construction applications[6].

In a study conducted by Othman et al. (2021), the effects of foam dosage on the mechanical performance of foamed concrete were experimentally investigated by evaluating workability, density, and compressive strength. The results showed that increasing the foam dosage from 20% to 35% reduced the dry density from 1734 to 1409 kg/m³ and the 28-day compressive strength from 8.8 to 3.0 MPa. Based on the reported data, the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index ranged from 2.13 to 5.07, with the highest value corresponding to the 20% foam dosage mixture and the lowest value to the 35% foam dosage mixture. The study demonstrated that increasing foam content effectively decreases density but causes a more pronounced reduction in compressive strength, resulting in a lower mechanical efficiency. Consequently, a 25% foam dosage was recommended as the optimum mixture because it provided a balanced combination of 1625 kg/m³ dry density, 7.5 MPa compressive strength, satisfactory workability, and an acceptable performance index[7].

2. COMPONENT MATERIALS AND TESTING METHODS

In the present study, the performance of low-density foamed concrete was evaluated through an experimental investigation involving 32 mix designs. The investigated variables included foaming agent type, cement type, supplementary cementitious materials (SCMs), polypropylene fibers (PP fibers), superplasticizer, and cement content. Compressive strength and oven-dry density were selected as the primary performance indicators. In addition, the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index and cement utilization efficiency were adopted to evaluate the overall efficiency of the proposed mixtures.

The primary objective of this study was to identify optimum low-density foamed concrete mixtures capable of achieving superior mechanical efficiency while maintaining a low dry density. To this end, the influence of the investigated mix-design parameters on the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index was systematically examined. This index provides an effective criterion for comparing the performance of lightweight mixtures, as it simultaneously accounts for both load-bearing capacity and material density.

The experimental program was conducted in two successive phases. In the first phase, 16 mix designs were produced using different combinations of foaming agent type, cement type, the presence or absence of supplementary cementitious materials, and polypropylene fibers. Both synthetic and protein-based foaming agents, as well as Ordinary Portland Cement (OPC) and Portland Pozzolanic Cement (PPC), were investigated. Furthermore, mixtures with and without supplementary cementitious materials and polypropylene fibers were prepared to evaluate the influence of these constituents on the mechanical and physical properties of foamed concrete. The primary objective of this phase was to provide a comprehensive assessment of the effects of material composition on foamed concrete performance.

The second phase also consisted of 16 mix designs and focused on the practical optimization of foamed concrete mixtures. In this phase, foaming agent type, cement content, polypropylene fiber dosage, and superplasticizer incorporation were selected as the principal variables. Cement contents of 250 and 300 kg/m³ were adopted to investigate the influence of binder content on compressive strength development. Polypropylene fibers were incorporated at dosages of 240 and 480 g/m³, while mixtures were prepared both with and without a superplasticizer. Similar to the first phase, both synthetic and protein-based foaming agents were employed.

Table 1: Experimental design variables and their corresponding levels for Phases I and II

Phase IMix	Description	Phase IIMix	Description
1	Chemical, OPC, without SCM, no PP fiber	**17**	Chemical, without SP, 250 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
2	Chemical, OPC, without SCM, 200 g/m³ PP fiber	**18**	Chemical, without SP, 300 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
3	Chemical, OPC, with SCM, no PP fiber	**19**	Chemical, without SP, 250 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
4	Chemical, OPC, with SCM, 200 g/m³ PP fiber	**20**	Chemical, without SP, 300 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
5	Chemical, PPC, without SCM, no PP fiber	**21**	Chemical, with SP, 250 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
6	Chemical, PPC, without SCM, 200 g/m³ PP fiber	**22**	Chemical, with SP, 300 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
7	Chemical, PPC, with SCM, no PP fiber	**23**	Chemical, with SP, 250 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
8	Chemical, PPC, with SCM, 200 g/m³ PP fiber	**24**	Chemical, with SP, 300 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
9	Protein, OPC, without SCM, no PP fiber	**25**	Protein, without SP, 250 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
10	Protein, OPC, without SCM, 200 g/m³ PP fiber	**26**	Protein, without SP, 300 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
11	Protein, OPC, with SCM, no PP fiber	**27**	Protein, without SP, 250 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
12	Protein, OPC, with SCM, 200 g/m³ PP fiber	**28**	Protein, without SP, 300 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
13	Protein, PPC, without SCM, no PP fiber	**29**	Protein, with SP, 250 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
14	Protein, PPC, without SCM, 200 g/m³ PP fiber	**30**	Protein, with SP, 300 kg/m³ cement, 240 g/m³ PP fiber
15	Protein, PPC, with SCM, no PP fiber	**31**	Protein, with SP, 250 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber
16	Protein, PPC, with SCM, 200 g/m³ PP fiber	**32**	Protein, with SP, 300 kg/m³ cement, 480 g/m³ PP fiber

The selected experimental variables were chosen based on their practical significance in the production of foamed concrete for lightweight construction applications. Particular emphasis was placed on achieving an appropriate balance between compressive strength and oven-dry density, as these parameters play a decisive role in the engineering performance of foamed concrete. Accordingly, the experimental matrix was designed to facilitate the identification of mixtures exhibiting high mechanical efficiency while maintaining low density. In total, 32 mix designs were prepared and experimentally evaluated. For each mixture, compressive strength and oven-dry density were measured, and the resulting data were analyzed to assess the influence of different material combinations and to identify the optimum mix designs.

Figure 2: Foamed concrete specimen under the compressive strength testing machine.

3. RESULTS AND DISCUSSION

To simultaneously evaluate the load-bearing capacity and lightweight performance of foamed concrete, the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index was calculated as:

$$I = \frac{f_c}{\rho_d} * 1000$$

where f_c is the compressive strength (MPa) and ρ_d is the oven-dry density (kg/m³).

This index represents the mechanical efficiency of foamed concrete, with higher values indicating greater compressive strength per unit weight and, consequently, superior lightweight structural performance. The calculated values ranged from 1.977 to 6.102, corresponding to Mix 12 and Mix 22, respectively. Such a wide variation demonstrates the significant influence of mix-design parameters on the microstructure, pore characteristics, cement paste continuity, and ultimately the mechanical efficiency of foamed concrete. Therefore, the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index provides a more comprehensive criterion than compressive strength alone for evaluating lightweight foamed concrete, as it simultaneously considers both strength and density.

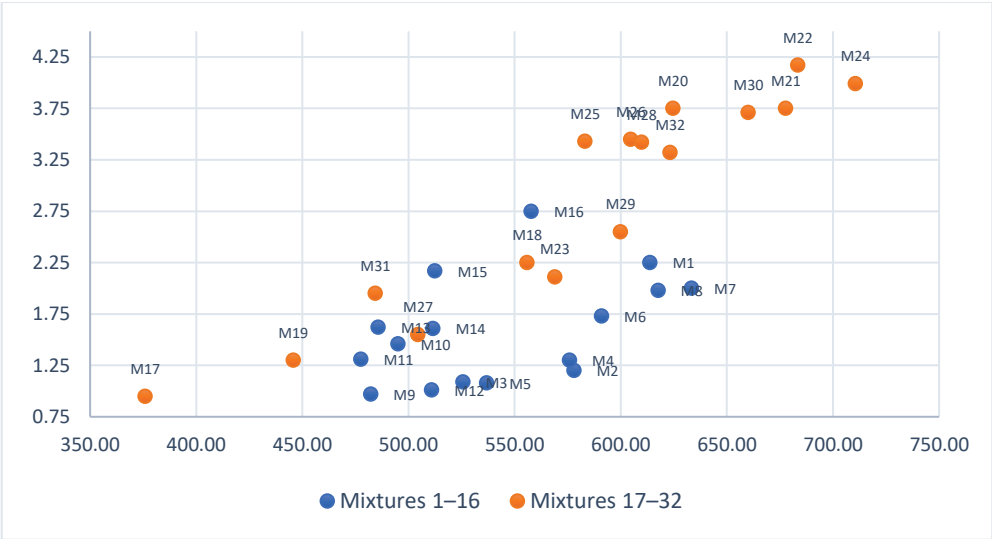


Figure 3: Average compressive strength versus dry density for 32 mixtures.

In the first experimental series, the use of the protein-based foaming agent reduced the average oven-dry density from approximately 584 to 504 kg/m³ compared with the synthetic foaming agent. Although the average compressive strengths of the two groups were relatively similar, the protein-based foam exhibited a higher strength-to-density index.

- Average index (synthetic foaming agent): 2.672
- Average index (protein-based foaming agent): 3.041

This improvement can be attributed to the greater stability and more uniform distribution of air bubbles produced by the protein-based foaming agent. A finer and more homogeneous cellular structure reduced the formation of interconnected large voids, thereby limiting the loss of compressive strength while maintaining a lower density. Among these mixtures, Mix 16 exhibited the highest mechanical efficiency.

A similar trend was observed in the second experimental series. The average performance index of mixtures produced with the protein-based foaming agent reached 4.936, compared with 4.557 for mixtures prepared with the synthetic foaming agent. These results indicate that the

protein-based foaming agent generally provided superior mechanical efficiency, although the highest individual value was obtained for Mix 22, which incorporated the synthetic foaming agent.

Within the first 16 mixtures, replacing Ordinary Portland Cement (OPC) with Portland Pozzolanic Cement (PPC) resulted in a considerable improvement in both compressive strength and the performance index.

- Average compressive strength (OPC): 1.324 MPa
- Average compressive strength (PPC): 1.868 MPa
- Average performance index (OPC): 2.469
- Average performance index (PPC): 3.369

Although the mixtures containing PPC exhibited slightly higher oven-dry densities, the increase in compressive strength outweighed the increase in density, leading to an overall improvement in mechanical efficiency. This behavior can be attributed to the finer particle size of pozzolanic cement, improved particle packing, enhanced pore filling, and the development of a denser cementitious matrix. In addition, the pozzolanic reaction contributes to reducing capillary porosity and improving microstructural integrity at later curing ages.

The incorporation of 200 g/m³ of polypropylene fibers increased the average compressive strength from 1.436 MPa to 1.758 MPa, while the average oven-dry density increased from 533 to 555 kg/m³. Consequently, only a marginal improvement in the performance index was observed:

- Without fibers: 2.904
- With 200 g/m³ fibers: 2.934

These findings suggest that, at this dosage, polypropylene fibers primarily contributed to microcrack control, matrix integrity, and resistance to localized failure rather than significantly enhancing the specific mechanical performance.

In the second experimental series, increasing the polypropylene fiber dosage from 240 to 480 g/m³ unexpectedly reduced the average compressive strength from 3.033 MPa to 2.674 MPa, accompanied by a decrease in the performance index from 4.958 to 4.535. Although a slight reduction in oven-dry density was also observed, the decrease in compressive strength was more pronounced.

This behavior is likely associated with the increased viscosity of the fresh mixture, difficulties in achieving uniform fiber dispersion, local fiber agglomeration, and disturbances to foam stability. In foamed concrete, increasing fiber dosage does not necessarily improve compressive strength, as fibers primarily enhance crack resistance and post-cracking behavior. Therefore, a dosage of 240 g/m³ was considered more appropriate for maximizing the strength-to-density performance.

Among all investigated variables, increasing the cement content from 250 to 300 kg/m³ produced the most significant improvement in both compressive strength and the performance index.

- Average compressive strength (250 kg/m³): 2.199 MPa
- Average compressive strength (300 kg/m³): 3.508 MPa
- Average performance index (250 kg/m³): 3.990
- Average performance index (300 kg/m³): 5.504

Although the average oven-dry density increased from approximately 530 to 634 kg/m³, the corresponding increase in compressive strength was substantially greater. This finding indicates that the higher cement content improved the thickness and continuity of the bubble walls, thereby enhancing the strength of the cellular structure. For applications requiring higher compressive strength, a cement content of 300 kg/m³ appears to be the more suitable option, despite the associated increase in density and material cost.

The incorporation of a superplasticizer also had a pronounced positive effect. Across Mixes 17–32, the average compressive strength increased from 2.513 MPa to 3.194 MPa, while the

average oven-dry density increased from 538 to 626 kg/m³. Despite this increase in density, the performance index improved from 4.470 to 5.023.

These results demonstrate that the superplasticizer enhanced the mechanical efficiency of foamed concrete by improving paste workability, reducing effective water demand, and promoting a more homogeneous mixture. Nevertheless, excessive superplasticizer dosage may destabilize the foam, promote bubble coalescence, and increase density. Therefore, determining the optimum dosage through fresh-state performance and density evaluations remains essential.

Based on the highest Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index, Mix 22 was identified as the optimum mixture. Its composition consisted of a synthetic foaming agent, 300 kg/m³ of Portland cement, 240 g/m³ of 12-mm polypropylene fibers, and a superplasticizer. This mixture achieved a compressive strength of 4.17 MPa, an oven-dry density of 683.42 kg/m³, and the highest performance index of 6.102.

The superior performance of Mix 22 resulted from the synergistic effect of an adequate cement content, an optimum fiber dosage, and the incorporation of a superplasticizer. The increased cement content provided sufficient paste to form stronger and more continuous bubble walls, while the superplasticizer improved workability and mixture homogeneity without increasing the water content. Furthermore, the moderate fiber dosage enhanced matrix integrity without adversely affecting foam stability. Although Mixes 20 and 25 also exhibited excellent performance indices (6.004 and 5.881, respectively), Mix 22 achieved the highest compressive strength at a comparable density and was therefore identified as the optimum mix design.

4. DISCUSSION

The findings of this study demonstrate that the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index is an effective performance indicator for simultaneously evaluating the load-bearing capacity and lightweight efficiency of foamed concrete. Unlike compressive strength alone, this index provides a more comprehensive and realistic basis for comparing the performance of different mix designs by accounting for both mechanical strength and material density. The results revealed that foaming agent type, cement content, superplasticizer incorporation, and polypropylene fiber dosage significantly influence the performance index.

Overall, mixtures prepared with the protein-based foaming agent exhibited superior specific mechanical performance compared with those containing the synthetic foaming agent. In contrast, increasing the cement content to 300 kg/m³ produced the most pronounced improvement in both compressive strength and the performance index, highlighting the critical role of binder content in strengthening the cellular matrix. The incorporation of moderate amounts of polypropylene fibers and superplasticizer further enhanced the mechanical efficiency of foamed concrete. However, excessive dosages of these constituents adversely affected the cellular structure, resulting in reduced performance due to foam instability and disturbance of the pore network. Based on the proposed performance index, Mix 22 achieved the highest value (6.102) and exhibited the most favorable balance between compressive strength and oven-dry density, making it the optimum mixture among the investigated mix designs.

5. RECOMMENDATIONS FOR FUTURE RESEARCH

To further extend the findings of this study, future research should investigate the relationship between bubble morphology, microstructural characteristics, and the Specific Compressive Strength-to-Dry Density Index using advanced characterization techniques such as Scanning Electron Microscopy (SEM) and X-ray Computed Tomography (CT). In addition, long-term durability under various environmental exposure conditions should be evaluated to better understand the service performance of low-density foamed concrete. Further studies on alternative fiber types, supplementary cementitious materials, and emerging sustainable binders

are also recommended. Moreover, the application of artificial intelligence (AI) and machine learning (ML) techniques for mix-design optimization could provide an efficient framework for developing high-performance, low-density foamed concrete with enhanced mechanical efficiency and optimized material utilization.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors gratefully acknowledge Kian Foam Beton (Iran) for its financial support and technical assistance, particularly Engineer Mahdi Kiana and Mohsen Kiana for their valuable contributions to the experimental work. The authors also acknowledge the Ministry of Education, Science and Technological Development of the Republic of Serbia and the Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade for supporting this research under Cooperation Agreement No. 200092.

REFERENCES

[1] M. Kiana et al., "The Effect of Polypropylene Fibers on the Mechanical and Physical Properties of Foam Concrete," VI naučno-stručni simpozijum ENERGETSKA EFIKASNOST| ENEF 2025. Banja Luka, 12-13. jun 2025, pp. 87–91, 2025.

[2] Y. Yang et al., "Study on the influence of pore structure on the foam concrete towards sound absorption enhancement," Constr. Build. Mater., vol. 506, Jan. 2026, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2025.145033.

[3] J. Liu et al., "Thermal performance optimisation of foam concrete for energy-efficient construction: A state-of-the-art review," Oct. 15, 2025, Elsevier Ltd. doi: 10.1016/j.jobe.2025.113899.

[4] A. S. Abdulazeez and A. A. Sani, "Properties of foam concrete: a review," Discover Concrete and Cement, vol. 2, no. 1, Feb. 2026, doi: 10.1007/s44416-026-00042-y.

[5] S. Zhang, P. Jiang, H. Wang, D. Feng, and H. Wang, "Research on Mechanical Properties of Nano-Modified Foam Concrete Improved by Micro-inCorporated Carbon Nanotubes," Materials, vol. 19, no. 1, p. 184, Jan. 2026, doi: 10.3390/ma19010184.

[6] Y. Zhou et al., "Characterizing bamboo aggregate foamed concrete for sustainable construction: thermal, acoustic, mechanical, and environmental aspects," Materials and Structures/Materiaux et Constructions, vol. 59, no. 3, Apr. 2026, doi: 10.1617/s11527-026-03024-5.

[7] R. Othman et al., "Relation between density and compressive strength of foamed concrete," Materials, vol. 14, no. 11, Jun. 2021, doi: 10.3390/ma14112967.

E-41
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026076S

Kosmas K. Sideris[1], Panagiota Manita[2]

LONG TERM DURABILITY OF CONCRETES PREPARED WITH CRYSTALLINE ADMIXTURES

Summary: Concrete is the most used construction material worldwide and material with the second greater consumption globally, just after water. However, durability of concrete is a major problem that minimizes the service life of structures. Concrete deterioration is almost always caused by reactants that penetrate the concrete matrix with water. Therefore, almost all concrete structures require protection from water. One of the most effective ways to protect concrete from the ingress of water for a lifetime interval is the use of crystalline admixtures. Their effectiveness in watertight concrete is well proven in several projects around the world. However, their influence on the long-term durability of concrete under different durability environments is not well understood. A long-term experimental program was carried out at the Building Materials Laboratory (BML) at Democritus University of Thrace to investigate the effect of crystalline admixtures in prolonging the service life of concretes. A total of 12 concrete mixtures were produced and crystalline admixtures were added in six of them. All specimens were used for the estimation of the carbonation resistance factor and the chloride migration coefficients according to the relevant European standards. These indicators were used to calculate service life of all mixtures. Results indicate that addition of crystalline admixtures enhances durability of concrete mixtures and prolongs the service life of reinforced concrete structures up to 80%.

Keywords: crystalline admixtures, durability, service life, protection

TRAJNOST BETONA SA MINERALNIM DODACIMA NA BAZI KRISTALA

Rezime: Beton je najkorišćeniji građevinski materijal na svetu i drugi materijal po potrošnji globalno, odmah iza vode. Ipak, trajnost betona je ključni problem koji limitira radni vek armiranobetonskih konstrukcija. U većini slučajeva štetne materije odgovorne za propadanje betona prodiru u betonsku matricu zajedno sa vodom, te je skoro svim betonskim konstrukcijama potrebna zaštita od vode. Jedan od najefikasnijih načina za doživotnu zaštitu betona od prodora vode je upotreba kristališućih dodataka što je dokazano u mnogim projektima širom sveta. Ipak, njihov uticaj na trajnost betona u različitim agresivnim sredinama nije dovoljno razjašnjen. U Laboratoriji za građevinske materijale na Demokritovom univerzitetu u Trakiji sproveden je eksperimentalni program radi istraživanja efekta kristališućih dodataka na radni vek betona. U šest od ukupno 12 pripremljenih betonskih mešavina dodati su kristališući dodaci. Svi uzorci su korišćeni za procenu faktora otpornosti na karbonatizaciju i koeficijenta migracije hlorida u skladu sa evropskim standardima. Ovi indikatori iskorišćeni su za proračun radnog veka svih mešavina. Rezultati pokazuju da kristališući dodaci poboljšavaju trajnost betonskih mešavina i produžavaju radni vek armiranobetonskih konstrukcija do 80%.

Ključne reči: kristališući dodaci, trajnost, radni vek, zaštita

[1] Democritus University of Thrace, Department of Civil Engineering, Greece, kksider@civil.duth.gr
[2] Democritus University of Thrace, Department of Civil Engineering, Greece

1. INTRODUCTION

Concrete is the most used construction material worldwide and the material with the second greater consumption globally, just after water. One can say that it was concrete that was used for the major infrastructures built during the last century all over the world and therefore is the material strongly connected with the development of our society and the improvement of our way of living. However concrete structures do not last forever; deleterious substances penetrate from the surrounding environment into concrete and react with its components resulting to its deterioration and/or to the corrosion of the embedded steel. Almost in all cases the reactants responsible for concrete deterioration are penetrating into the concrete matrix with water. Since durability of concrete is of major concern, both for financial as well as for sustainability issues, reducing or even better minimizing the penetration of water should be of major priority. Water can enter concrete though the network of pores and capillaries that forms during cement hydration, or through cracks and other voids in the concrete. Therefore, almost all concrete structures require protection from water.

In European level the prescriptive approach method is currently used. EN 206 Standard [1] is using the deemed-to satisfy approach. The environmental action a concrete structure is about to face during its service life is classified as exposure classes as defined in EN 1992.

Requirements for the method of specification to resist environmental actions are given in this standard in terms of established concrete properties and limiting values of composition. Depending on the environmental class the concrete is subjected to, it should fulfill the requirements of the Table F1 of EN206. Thus EN 206 is trying to ensure the durability of concrete by reducing the water permeability of the material i.e. by increasing the cement content and by lowering the w/c ratio.

1.1. WATER PERMEABILITY ADMIXTURES

It is well known that a carefully designed concrete mixture which is properly produced and executed (transferred on site, casted, vibrated and cured) using a low w/cm ratio will result to a final product with low permeability and enhanced durability. However, no concrete is totally waterproof [2]. Concrete is a porous material and water can penetrate its mass through pores and microcracks (formed initially or during the service life of the structure) due to capillary absorption, or due to hydrostatic pressure. Capillary absorption is the movement of water through the small pores in concrete in the absence of an externally applied hydraulic pressure. This is the result of surface tension between the water and the pore walls [3]. Permeability of concrete is the movement of water due to a pressure gradient, such as water in contact with a concrete structure installed underground [3]. A well-known and widely accepted method for reducing the permeability of concrete mixtures and therefore increase their durability is the addition of supplementary cementing materials (SCMs) into concrete mixtures [4,5]. As it is stated in ACI212.3R-16, a class of materials referred to as permeability-reducing admixtures (PRAs) have been developed to improve concrete durability through controlling water and moisture movement [6] as well as by reducing chloride ion ingress [7,8] and permeability [4]. According to ACI212.3R-16 [3], admixtures intended to reduce water ingress split into two subcategories: PRAs for concrete exposed to nonhydrostatic conditions (PRAN) and PRAs for concrete exposed to hydrostatic conditions (PRAH) [3].

Permeability-reducing admixtures (PRAs) typically include, but are not limited to, the following categories [3]:

a) Hydrophobic water repellants,
b) Polymer products,
c) Finely divided solids,
d) Hydrophobic pore blockers,

e) Crystalline products.

PRANs consist of either hydrophobic or water-repellent chemicals (soaps and long-chain fatty acid derivatives, vegetable oils and petroleum), finely divided solids (talc, bentonite, silicious powders, clay, hydrocarbon resins, and coal tar pitches) or chemically active fillers (lime, silicates, and colloidal silica). They are most widely used for damp proofing protection under non-hydrostatic conditions [3,9].

PRAHs include finely divided solids (such as colloidal silica), hydrophobic pore blockers and crystalline admixtures. However, finely divided solids, including colloidal silica, are typically used under non-hydrostatic conditions and only some of the polymer materials can be categorized as PRAHs. Hydrophobic pore-blocking materials are used only under non-hydrostatic conditions. Crystalline hydrophilic polymers (latex, water-soluble, or liquid polymer) are only used in hydrostatic conditions [3,9]. The crystalline admixture consists of Portland cement, specially treated quartz sand and a compound of "active chemicals". The chemical composition of active chemicals in the crystalline material is kept confidential by all producers. The crystalline material's waterproofing effect in concrete is achieved by the reaction of various chemical components, which are contained in the solution, when combined within the concrete matrix [10]. PRAHs are primarily intended for use in concrete that is exposed to water under pressure and are sometimes called waterproofing admixtures. PRAHs use a pore blocking mechanism that is stable even under high hydrostatic pressure [11]. One can distinguish two different time periods: the first period is called the "hydrophilic period" when crystalline chemicals react with cement and water to grow pore blocking deposits that pack into pores under pressure. After this occurs the second period named "hydrophobic period" starts. During this period pores are filled with crystalline products that seal them against the ingress of water. In the case of crystalline admixtures, the admixture can reactivate in the presence of incoming water (such as though a crack) and generate new deposits that increase the self-sealing capacity of cracked, leaking concrete.

Concrete is a porous material. Water enters the concrete matrix through micro-pores and the capillaries. If crystalline materials are added in concrete, the active compounds react with water, calcium hydroxide and aluminum as well as various other metal oxides and salts contained in the concrete (hydrophilic period). Insoluble crystal materials are forming that fill the pores and the cracks. Water is unable to pass through these crystal formations, and as a result the concrete becomes impermeable (hydrophobic period). If new cracks appear during the service life of the concrete, the unreactive active compounds react with water and form additional crystals that appear in these cracks and fill them, thus sealing the newly formed cracks.

It is essential to notice that crystalline admixtures need water to react and form crystalline compounds. If the concrete is dry or the humidity level of the porous network is low, active compounds will remain dormant. However, when moisture increases, the compounds will start to react (hydrophilic period) and form crystals that will grow and fill the pores, thus inhibiting the further ingress of water (hydrophobic period).

2. EXPERIMENTAL PROGRAM

In the laboratory of Building Materials in Xanthi twelve different concrete mixtures were produced following the restrictions of EN 206 Standard for the exposure classes XC3, XC4, XS2, XS3, XA1, XA2 and XA3. All concretes were produced with the minimum cement content and the maximum w/c ratio described for each class as indicating in Table F of EN 206.Only a CEM I 42.5N cement was used. Both reference concretes (X--) and alternative concretes (X-- CA), prepared for each class., were produced with the same mix design. In the case of alternative concretes (X-- CA), only crystalline admixtures were added at a dosage of 0,8 per weight of cement.

Compressive strength at the ages of 2, 7, 28,180 and 1825 days (five years) were measured on all mixtures. The following durability properties were estimated in all mixtures:

Natural and accelerated carbonation, resistance to chloride induced corrosion, resistance against freeze-thaw attack and resistance against sulfate attack.

3. RESULTS AND DISCUSSION

3.1. COMPRESSIVE STRENGTH DEVELOPMENT

The compressive strength was measured on 150mm cubes according to the procedure described in 12390-3 standard [12]. The results for all mixtures rested are presented in Table 1.

Table 1: Compressive strength (MPa) of reference and alternative concretes produced with the addition of Crystalline Admixture

	XC3	XC3 CA	XC4	XC4 CA	XS2	XS2 CA	XS3	XS3 CA
2 d	18.3	17.6	30.5	23.8	25.2	25	41.8	40.4
7 d	28.5	25.4	40.6	39.6	34.6	42.0	55.5	52,3
28 d	35.1	34.1	45.2	48.2	45.8	53.3	62.9	61.9
180 d	42.7	40.3	48.0	55.2	55.5	59.9	69.0	73.2
1825 d	47.10	53.80	62.60	64.90	64.60	68.10	72.80	76.90
	XA2	XA2 CA	XA3	XA3 CA				
2 d	42.0	35.0	39.0	45.0				
7 d	51.0	54.0	51.4	52.0				
28 d	63.8	67.8	66.2	70.2				
180 d	70.8	73.4	73.1	78.2				
1825 d	75.3	77.9	76.8	80.2				

3.2. CARBONATION RESISTANCE

3.2.1. Accelerated carbonation resistance

The procedure described in EN 13295 [14] was used to assess the resistance of concrete mixtures against accelerated carbonation. All mixtures were cured in water for 3 days and then remain in the internal room of the laboratory till the age of 28 days. After this age all specimens inserted in the accelerated carbonation chamber (CO2 = 1%, R.H. = 65%, T = 21±2°C). After 56 days specimens were splitted and sprayed with phenopthalein indicator. All results are presented in Table 2.

Table 2: Accelerated carbonation depth (mm) of prepared concretes

	XC3	XC3 CA	XC4	XC4 CA	XS2	XS2 CA	XS3	XS3 CA
(mm)	4,3	14,5	6,34	6,26	11,3	9,1	4,5	4,1
	XA2	XA2 CA	XA3	XA3 CA				
(mm)	6.2	6.0	3.31	3.25				

3.2.2. Natural exposure resistance

Additional specimens were prepared for assessing the carbonation after natural exposure. These specimens were water cured for 3 days as in 3.1 and then exposed to the open air in Xanthi, Greece. This exposure class corresponds to the class XC4 of EN 206 (unsheltered air exposure). Carbonation depth was assessed at regular intervals up to the age of 900 days with a phenopthalein indicator. Carbonation depts of all concretes as estimated at the age of 900 days are presented in Table 3.

Table 3: Carbonation depth (mm) of concrete mixtures after 900 days of natural exposure

	XC3	XC3 CA	XC4	XC4 CA	XS2	XS2 CA	XS3	XS3 CA
(mm)	8.9	6.5	4.4	3.7	5.7	4.6	3.4	2.9
	XA2	XA2 CA	XA3	XA3 CA				
(mm)	3.7	3.4	3.3	3.2				

Based on the results up to the age of 900 days the carbonation resistance factor k was assessed for all produced mixtures, according to *fib* Bulletin No 34 [15]. In the next table the carbonation factor k was used for estimating the service life of reinforced concrete structures cast with the prepared concretes with and without Crystaline Admixture.

Table 4: Service life against carbonation induced corrosion or reinforced concrete structures. Environmental class typical of Mediterranean countries.

Mixture	Carbonation resistance factor k (mm/√years)	Cmin,dur (%)	Service life (years)	Increase in service life (%)
XC3	6,22	35	32	
XC3 CA	4,65	35	57	78,13%
XC4	3,13	35	125	
XC4 CA	2,59	35	182	45,60%
XS2	4,47	50	125	
XS2 CA	3,41	50	215	72,00%
XS3	2,35	50	450	
XS3 CA	2,06	50	560	24,44%
XA2	2,55	35	188	
XA2 CA	2,39	35	215	14,36%
XA3	2,24	35	244	
XA3 CA	2,17	35	260	6,5%

4. CHLORIDE INDUCED CORROSION RESISTANCE

The chloride migration coefficient was estimated for all mixtures according to the procedure described in EN 12390-18 Standard [16]. All results are presented in Table 5.

Table 5: Chloride migration coefficient of concrete mixtures according to EN 12390-18

	XC3	XC3 CA	XC4	XC4 CA	XS2	XS2 CA	XS3	XS3 CA
Dnssm	12.10	11.60	9.40	6.90	8.10	7.00	5.30	4.30
	XA2	XA2 CA	XA3	XA3 CA				
Dnssm	5.80	5.10	4.90	4.10				

Additional concrete specimens were prepared for concrete mixtures XC3, XC4, XS2 and XS3 produced with and without Crystalline Admixture. These mixtures were immersed in a chloride solution and used for estimation of the aging factor α according to the procedure described in fib Bulletin 76 [17]. It was revealed that addition of the specific Crystalline Admixture resulted to an increase of the aging factor α ranging between 0.05 and 0.09. Thus, it was supposed that Crystalline Admixture increased the aging factor of all concretes by 0.07. This conclusion was used for calculating the service life of reinforced concrete structures against chloride corrosion.

Table 6: Service life against chloride induced corrosion or reinforced concrete structures. Salinity, and mean annual temperature typical of Mediterranean countries

Mixture	Chloride migration coefficient Dnssm ($x10^{-12}$ m^2/sec)	Cmin,dur (%)	Service life (years)	Increase in service life (%)
XC3	12,10	50	25	
XC3 CA	11,60	50	31	40,00%
XC4	9,40	50	29	
XC4 CA	6,90	50	46	89,47%
XS2	8,10	50	38	
XS2 CA	7,00	50	54	57,14%
XS3	5,30	50	50	
XS3 CA	4,30	50	78	70,00%
XA2	5,80	50	47	
XA2 CA	5,10	50	68	56,76%
XA3	4,90	50	53	
XA3 CA	4,10	50	81	65,12%

5. RESISTANCES AGAINST FREEZING AND THAWING

The procedure described in EN 12390-09 [18] was used for assessing the resistance of concrete mixtures against freezing and thawing. The mass loss of all mixtures after 15 freezing and thawing cycles is presented in Table 7.

Table 7: Mass loss (%) of prepared concrete mixtures after 15 freezing and thawing cycles.

	XC3	XC3 CA	XC4	XC4 CA	XS2	XS2 CA	XS3	XS3 CA
loss (%)	90	19	13,9	6,1	4,9	4,6	4,3	3,8
	XA2	XA2 CA	XA3	XA3CA				
loss (%)	5,8	4,1	2,84	2,02				

Figure 1: Final view of XC3 concrete specimens after completion of 15 cycles

6. SULFATE RESISTANCE OF CONCRETE MIXTURES

The sulfate resistance of XA concrete mixtures produced with and without Crystalline Admixture was assessed by following the procedure described in ASTM C 1012 standard. Prismatic specimens were immersed in a 5% Na2SO4 solution for a period of 180 days. The length change of concrete specimens was measured at regular intervals. The results are plotted in Figure 2.

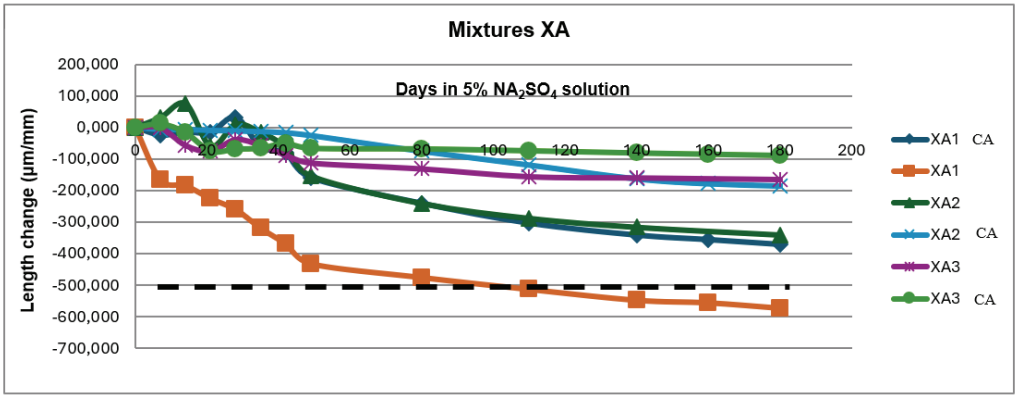


Figure 2: Length change of XA concrete mixtures

Among the concrete mixtures tested Mix XA1 fails to pass the test, since the length change measured after the age of 6 months was higher than the limit value of the standard. It is noticeable that this mixture performed equal to the upper-class concrete mixture XA2 when Crystalline Admixture was added in a dosage of 0.8% per weight of cement. This is considered as a significant enhancement of Crystalline Admixture's addition in the performance of concrete mixtures against sulfate attack, since mixture XA2 was produced with lower w/c ratio, higher cement content and sulphate resistant cement (CEM I 42.5 SR5).

All alternate concretes produced with the addition of Crystalline Admixture have better resistance than the reference concretes of the same environmental class, while they perform equal with the reference concretes of the upper class (XA1CA equal with XA2, XA2CA equal with XA3).

7. APPLICATION OF THE EQUAL DURABILITY PERFORMANCE CONCEPT

According to the CEN/TR 16563 Principles of the Equal Durability Procedure standard [20] a candidate concrete can be confirmed as being of equivalent performance with reference concrete where testing and other appropriate assessments are made to demonstrate equivalent performance with a reference value or reference concrete. The determination of reference value is based on concretes that satisfy fully the limited value specification valid in the place of use and are representative of concrete that are successfully used in the local environment as providing a satisfactory service-life. To reconsider a viable alternative, the proposed candidate concrete need to have a test performance that equals, or better is better than, the reference value when tested by the same method and at the same age as used to establish the reference performance. The Equivalent Durability Procedure (EDP) is to determine the equivalence of a candidate concrete used with the same minimum cover in the same exposure classes and intended working life as those appropriate for the reference concrete.The procedure is applicable to any exposure class, but is limited to the exposure classes where there are agreed standardized test methods:

Table 8: Performance related test methods that are standardized at the European level.

EN 12390-9	Testing hardened concrete – Part 9: Freeze-thaw resistance-Scaling
EN 12390-10	Testing hardened concrete – Part 10: determination of the relative carbonation resistance of concrete
EN 12390-11	Testing hardened concrete – Part 11: Determination of the chloride resistance of concrete, unidirectional diffusion
EN 12390-18	Testing hardened concrete – Part 18: Determination of the chloride migration coefficient

As indicating in Table 4, all candidate concretes produced with Crystalline Admixture perform better carbonation resistance factors k than their reference concretes. This results in enhanced service life of the reinforced concrete structures cast with these alternate concrete mixtures. It is noticeable that alternate concretes XC4CA and XS3CA perform better carbonation values than the reference concretes XS2 and XA2 respectively, produced with higher cement content.

Chloride migration coefficients of concrete mixtures prepared are presented in Tables 5 and 6. Tests were performed according to EN 12390-18 [16]. All candidate concretes produced with Crystalline Admixture perform better service life than their reference concretes. As mentioned above, the aging factor α was determined for all reference and alternate concretes. It was revealed that alternate concretes perform increased aging factors as compared to reference concretes of any environmental class. This increased aging factor values are responsible for the enhanced service life against chloride induced corrosion of the alternate mixtures produced with Crystalline Admixture. As indicated in Table 6, the service life of mixtures produced with Crystalline Admixture is longer than the service life of the reference concretes of the same and the more severe environmental class (XS2CA and XA2CA perform longer service life compared to XS2 and XS3, XA2 and XA3 respectively).

Addition of the specific Crystalline Admixture also improved the resistance of concrete mixtures against freezing and thawing attack, as indicated in Table 7. The protection offered by the addition of Crystalline Admixture is higher in concrete mixtures produced with higher w/c ratios: mixture XC3CA performed a mass loss of 21% compared with the relevant mass loss (of the reference mixture XC3, while mixture XC4CA performed a mass loss of 44% compared with the relevant mass loss of the reference mixture XC4. The protection offered by the addition of Crystalline Admixture in alternate concretes is reducing, as the w/c ratio of the concretes is also reduced: concrete mixture XA3CA, produced with w/c=0.45, performs a mass loss equal to 71% compared with the mass loss of the reference concrete mixture XA3.

8. CONCLUSIONS

All durability indicators assessed in this research were significantly improved on concrete mixtures produced with Crystalline Admixture. Moreover, the aging factor a was measured for the first time in mixtures containing the specific Crystalline Admixture. It was revealed that addition of Crystalline Admixture increases the aging factor a between 0.05 and 0.09 more than the value measured in reference concrete mixtures. This conclusion reflects a significant increase in the service life of reinforced concrete structures. Service life against carbonation induced corrosion was increased by almost up to 80%, while the relevant increase against chloride induced corrosion was up to 90%.

The resistance against freezing was also significantly improved on concrete mixtures produced with Crystalline Admixture. For this durability indicator there is a clear trend that addition of Crystalline Admixture is more effective in the most permeable concrete mixtures i.e. the mixtures produced with the highest w/c ratio (mixtures XC3-w/c = 0.55).

Sulfate resistance of concrete mixtures was also significantly improved after addition of Crystalline Admixture. It should be emphasized that concrete mixture XA1 was produced with a common blended cement –CEM II (A-M)42.5N- and the highest w/c ratio equal to 0.55. After addition of Crystalline Admixture this mixture performed the same as concrete mixture XA2, which was produced with a sulfate resistant cement CEM I/SR5 and a lower w/c ratio equal to 0.50.

The procedure described in EN 16563 "Principles of the Equivalent Durability Procedure" was applied on the results of this research. It is clearly shown that, in some cases, mixtures with the addition of Crystalline Admixture may replace reference concrete produced with higher cement content and lower w/c ratio without any compromission in the long-term durability and the service life of the casted reinforced concrete structures.

It could be concluded therefore that addition of Crystalline Admixture at a dosage of 0.8% per weight of cement significantly enhances the durability of concrete mixtures produced with w/c ratios in the range of 0.45 – 0.55, increasing this way the service life of reinforced concrete structures casted with these mixtures. This results in more economical, sustainable and environmentally friendly concrete mixtures.

ACKNOWLEDGEMENT

The research presented in this paper is part of a wider research project funded by Penetron Hellas SA. This financial support is greatly acknowledged.

REFERENCES

[1] EN 206-13, Concrete - Specification, performance, production and compliance, CEN, 2016.

[2] Perkins, P., Repair, Protection and Waterprooing of Concrete Structures, Elsevier Applied Science Publishers, 1986, 301 pp.

[3] ACI Committee 212, Report on Chemical Admixtures for Concrete (ACI 212.3R-16), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2016, pp. 43-48.

[4] Munn, R. L, Kao, G, and Chang, Z. T, 2005, Durability Performance of Australian Commercial Concrete Modiied with Permeability Reducing Admixture, The 22nd Biennial of the Concrete Institute of Australia, Melbourne, Australia, 2005.

[5] De Belie N., Soutsos, M., Gruyaert E., (Editors), Properties of Fresh and Hardened Concrete Containing Supplementary Cementitious Materials, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 238-SCM, Working Group 4, Springer Publishing, 2018, ISBN 978-3-319-70605-4.

[6] Roy, S. K, and Northwood, D. O, Admixtures to Reduce the Permeability of Concrete, Durability of Concrete: Proceedings of the Fourth CANMET/ACI Inter-national Conference,

SP-170, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, pp. 267-284.

[7] Aldred, J. M., The Short-Term and Long-Term Performance of Concrete Incorporating Admixtures, Third CANMET/ACI International Conference of Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, (Supplementary Papers), 1989, pp. 1-19.

[8] Munn, R.., Kao, G., Chang, Z.T., Performance and compatibility of permeability reducing and other chemical admixtures in Australian concretes. Proceedings of 7th CANMET/ACI Int. Conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete, 2003, pp. 361-379.

[9] Penetron Hellas, Durability of Concrete, www.penetron.gr, available on line.

[10] Rahhal, V, Bonavetti, V, Delgado, A, Pedrajas, C, Talero, ., Scheme of the Portland cement hydration with crystalline mineral admixtures and other aspects, Silicates Industriels, Vol. 74(11), 2009, pp. 347-352.

[11] ACI, Chemical Admixtures for Concrete, Education Bulletin E4-12, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2017, pp. 13-14.

[12] EN 12390-03: Testing hardened concrete Part 3: Compressive strength of test specimens, Brussels 2015.

[13] EN 12390-08: Testing hardened concrete – Part 8: Depth of penetration of water under pressure, Brussels 2018.

[14] EN 13295: Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of resistance to carbonation, Brussels 2004.

[15] fib Bulletin No 34. “Model Code for Service Life Design”, fib - Fédération internationale du beton. International Federation for Structural Concrete. Lausanne, 2006.

[16] EN 12390-18: Testing hardened concrete– Part 18: Determination of the chloride migration coefficient, Brussels 2019.

[17] *fib* Bulletin No 76. “Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards”, fib - Fédération internationale du beton. International Federation for Structural Concrete. Lausanne, 2015.

[19] ASTM C 1012: Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution, 2004.

[20] EN 16563 “Principles of the Equivalent Durability Procedure”, Brussels 2013.

ДГКС ASES | E-42
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026057M

Aleksa Milićević[1], Filip Ljubinković[2], Ana Francisca Santos[2], Luís Simões da Silva[2]

THE ARTIFICIAL INTELLIGENCE IN STEEL STRUCTURES: METHODS, APPLICATIONS AND PERSPECTIVES ON JOINT BEHAVIOUR

Summary: Artificial intelligence (AI) is emerging as a powerful tool in structural engineering, enabling data-driven alternatives to traditional analytical and numerical methods. In steel structures, AI has been applied to design optimisation, structural health monitoring, and reliability assessment; however, its application to modelling nonlinear joint behaviour remains limited. This paper reviews AI methods in steel structures, outlining their purpose, capabilities, and current challenges. Focus is given to steel joints, where accurate prediction of moment–rotation (M–θ) response is essential. A framework combining Genetic Algorithms (GA) for component characterisation and Physics-Informed Neural Networks (PINNs) for surrogate modelling and joint behaviour prediction is presented. The approach enables fast and physically consistent prediction of full nonlinear joint behaviour, supporting advanced AI structural design.

Keywords: artificial intelligence, steel structures, steel joints, genetic algorithms, physics-informed neural networks, nonlinear behaviour

VEŠTAČKA INTELIGENCIJA U ČELIČNIM KONSTRUKCIJAMA: METODE, PRIMENE I PERSPEKTIVE U KARAKTERIZACIJI ČELIČNIH VEZA

Rezime: Veštačka inteligencija (VI) postaje moćan alat u građevinskom inženjerstvu, omogućavajući pristupe zasnovane na podacima kao alternativu tradicionalnim analitičkim i numeričkim metodama. U oblasti čeličnih konstrukcija, VI se primenjuje za optimizaciju projektovanja, praćenje stanja konstrukcija i procenu pouzdanosti; međutim, njena primena u karakterizaciji nelinearnog ponašanja čeličnih veza i dalje je ograničena. U ovom radu dat je pregled metoda veštačke inteligencije u oblasti čeličnih konstrukcija, uz prikaz njihove namene, mogućnosti i aktuelnih izazova. Poseban fokus stavljen je na čelične veze kod kojih je tačno predviđanje moment–rotacija (M–θ) odgovora od suštinskog značaja. Predstavljen je okvir koji kombinuje genetske algoritme (GA) za karakterizaciju komponenata i neuronske mreže vođene fizičkim zakonima (Physics-Informed Neural Networks – PINNs) za razvoj zamenskih modela i predviđanje nelinearnog ponašanja veza. Ovakav pristup omogućava brzo i fizički konzistentno predviđanje kompletnog nelinearnog ponašanja veza, čime se pruža podrška naprednom projektovanju čeličnih konstrukcija primenom veštačke inteligencije.

Ključne reči: veštačka inteligencija, čelične konstrukcije, čelične veze, genetski algoritmi, neuronske mreže vođene fizičkim zakonima, nelinearno ponašanje

[1] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Coimbra, Portugal, am@dec.uc.pt
[2] University of Coimbra, ISISE, ARISE, Department of Civil Engineering, Coimbra, Portugal

1. INTRODUCTION

Structural engineering has traditionally relied on analytical, numerical and experimental methods to ensure the safety and efficiency of load-bearing systems. In recent years, artificial intelligence (AI) and machine learning (ML) have emerged as data-driven complements to these approaches, offering faster, more cost-effective predictions of complex nonlinear structural behaviour, with rapid growth in ML applications reported across structural analysis and design, health monitoring, reliability prediction, and material property estimation [1–3].

Within steel structures, AI/ML is particularly attractive given their strongly nonlinear behaviour and the abundance of experimental and monitoring data, with applications ranging from capacity prediction and failure-mode classification to constitutive modelling and structural optimisation [1].

Analytical methods remain particularly limited in predicting the nonlinear moment–rotation (M–θ) response of steel joints. The component method of EN 1993-1-8 [4] provides a rational, widely used framework for joint stiffness and resistance, but is conservative and restricted to the elastic range, offering little guidance on post-elastic response and reserve deformation capacity [5,6]. Experimental testing and finite element (FE) modelling can capture this behaviour, but both are costly and difficult to generalise across joint configurations, limiting their use in probabilistic and reliability-based design [7,8].

This paper reviews the current state of AI applications in steel structures, with particular attention to their use, or absence, in modelling nonlinear joint behaviour. Emphasis is placed on the moment–rotation response of steel joints, where a combined Genetic Algorithm (GA) and Physics-Informed Neural Network (PINN) framework, developed by the authors, predicts the full nonlinear M–θ behaviour of welded beam-to-column joints.

2. ARTIFICIAL INTELLIGENCE METHODS

2.1. ARTIFICIAL INTELLIGENCE, MACHINE LEARNING AND DEEP LEARNING

Artificial intelligence (AI) is broadly defined as the branch of computer science concerned with developing systems that exhibit human-like intelligence, including perception, reasoning and decision-making [1,9]. Within AI, three related subfields are particularly relevant to engineering applications: pattern recognition (PR), machine learning (ML) and deep learning (DL).

Pattern recognition classifies input data into predefined categories using feature vectors and statistical decision rules, typically operating in a training mode, in which a classifier is calibrated on labelled data, and a testing mode, in which new inputs are assigned to classes [1]. Machine learning generalises this idea, encompassing algorithms that learn a function from input–output examples (supervised learning) or discover structure in unlabelled data (unsupervised learning), without being explicitly programmed [1,2]. Deep learning is a subset of ML that employs artificial neural networks with many layers to automatically learn hierarchical features directly from raw data, such as images or signals, and underlies many recent advances in structural health monitoring and image-based inspection [10,11].

In supervised ML, two broad problem types are relevant to structural applications: regression (continuous quantities such as resistance, stiffness or displacement) and classification (a discrete label such as a failure mode or damage class) [1]. A typical ML workflow: data preparation, model training and evaluation, is common to essentially all model families [2].

2.2. AI MODEL FAMILIES AND SELECTION CRITERIA

Several AI model families are used in structural engineering, each suited to particular data types and problem structures (see Table 1). Artificial Neural Networks (ANN/MLP) are the most widely used models for general regression problems, such as the prediction of structural resistance, stiffness and constitutive behaviour [12,13]. Tree-based models (Random Forest, XGBoost) are robust and computationally efficient for tabular data, commonly used for capacity prediction and failure classification [14]. Support Vector Machines (SVM) and Gaussian Process Regression (GPR) perform well with comparatively small datasets, with GPR additionally providing uncertainty estimates [15]. Convolutional Neural Networks (CNN) are the standard choice for image-based inspection and crack detection, while Recurrent Neural Networks (RNN/LSTM) are suited to time-series problems such as vibration-based monitoring. Graph Neural Networks (GNN) are increasingly applied to structural layout generation and topology optimisation by naturally representing structural connectivity [16]. Finally, Physics-Informed Neural Networks (PINNs) combine machine learning with governing physical equations or engineering constraints, reducing reliance on large training datasets while improving physical consistency and extrapolation capability [17,18]. Relevant selection criteria include the type and quantity of available data, the required prediction accuracy, computational cost, interpretability, and the availability of physical knowledge suitable for hybrid, physics-informed approaches.

Table 1: Comparison of common AI model families used in structural engineering

Model Family	Typical Applications	Main Advantage(s)	Main Limitation(s)
ANN / MLP	Structural response prediction, constitutive modelling	Flexible; captures nonlinear relationships	Requires relatively large datasets and hyperparameter tuning
RF / XGBoost	Capacity prediction, failure classification	High accuracy, robust, interpretable	Limited extrapolation capability
SVM / GPR	Small datasets, regression and classification	Good with limited data; uncertainty estimation (GPR)	Reduced scalability for very large datasets
CNN	Crack detection, image-based inspection	Excellent spatial feature extraction	Applicable mainly to image data
RNN / LSTM	Structural health monitoring, time-series prediction	Captures temporal dependencies	Longer training time, higher cost
GNN	Structural layout generation, topology optimisation	Naturally represents structural connectivity	High architectural complexity
PINN	Physics-based regression, constitutive modelling	Incorporates engineering knowledge and physical constraints	More complex training and loss-function design

3. APPLICATIONS OF AI IN STEEL STRUCTURES

3.1. DESIGN, OPTIMISATION AND CAPACITY PREDICTION

AI methods have been increasingly applied to structural design and optimisation. Málaga-Chuquitaype [3] reviews ML frameworks for structural design, noting that ML algorithms can explore multi-dimensional design spaces beyond human intuition, though fully automated end-to-end design remains rare. Wang and Zhuang [19] similarly review nearly two hundred studies applying ML to steel–concrete composite structures, reporting that neural networks and ensemble methods have been used across beams, slabs and connectors for design optimisation and capacity prediction; both reviews note that available datasets remain relatively small, requiring careful validation.

At the component level, Alagundi and Palanisamy [20] developed an ANN model that predicts the shear strength of exterior reinforced-concrete beam–column joints more accurately than code-based empirical formulas. Horton and Hajirasouliha [21] applied deep neural networks to reduced-beam-section steel moment connections, predicting the parameters of a hysteretic model directly from connection geometry and material properties, enabling accurate reproduction of the full cyclic moment–rotation response. In fatigue and welding applications, Bai and Xie [22] combined fine-scale finite element stress analysis with machine learning to update fatigue-damage accumulation in welded spherical joints in real time, while Mezher and Pereira [23] compared several ML regressors for the tensile-shear strength of dissimilar resistance spot-welded joints, finding that a multilayer perceptron achieved the highest accuracy ($R^2 \approx 0.95$). Capacity prediction has also been demonstrated for cold-formed steel built-up columns [14] and for corroded steel plates strengthened with adhesives and bolts [24]. These studies consistently show that AI models can outperform code-based formulas for component-level resistance and response parameters, provided that sufficiently representative training data are available.

3.2. STRUCTURAL HEALTH MONITORING AND DAMAGE DETECTION

Structural health monitoring (SHM) is one of the most mature AI applications in steel structures, given the abundance of image and sensor data. Kompanets [25] evaluated an encoder–decoder network for automatic crack segmentation on steel bridges, finding detection capability comparable to manual inspection, though with a non-negligible false-positive rate. Jia et al. [26] fine-tuned a DeepLabv3+ network for fatigue-crack detection in steel box-girder bridges, improving the mean Intersection-over-Union from 0.618 to 0.724, while Tseng and Kalaycioglu [27] integrated a MobileNetV2 network into an inspection robot, achieving about 85% precision across six defect categories.

In a review of 337 studies, Jia and Li [28] report that vibration signals and images account for roughly 80% of SHM data sources, with CNNs the dominant algorithm (about 60% of works) and crack detection the most common problem. Vision-based techniques have also diagnosed bolt-loosening without deep networks [29]. Collectively, these studies confirm AI-based inspection can match or exceed manual performance, although field reliability and false positives remain open challenges.

3.3. RELIABILITY ASSESSMENT AND MATERIAL MODELLING

AI has also supported reliability assessment and material characterisation. Guo et al. [30] trained neural networks and ensemble regressors to estimate collapse resistance and progressive-collapse probability of steel frame–composite floor systems, using interpretable models to identify governing parameters and providing a fast surrogate for expensive FE analyses. Guo and Yang [31] review supervised methods (MLPs, CNNs, RNNs) for predicting elasticity, strength and fracture behaviour from microstructural data, and generative approaches for exploring novel material designs, highlighting graph neural networks and reinforcement learning as emerging tools. Gaussian Process Regression has similarly been applied to constitutive modelling of stainless steel under varying strain rate and temperature [15]. A recent fatigue-life survey [32] finds random-forest and hybrid ensemble models most frequently used, with steel the most common material studied.

Taken together, these applications show AI is a mature, validated tool for steel design, monitoring and reliability assessment. However, most studies address global structural response, damage classification, or isolated scalar quantities. Direct prediction of the full nonlinear moment–rotation response of steel joints, arguably the most important source of nonlinearity governing frame behaviour, remains comparatively underexplored, as discussed next.

4. AI FOR STEEL JOINT BEHAVIOUR

4.1. RESEARCH GAP

A small number of studies have applied AI specifically to the moment–rotation behaviour of steel joints, but each addresses only a narrow aspect of the problem. Kueh [33] trained an ANN on connection test data and regressed its output via multivariate linear regression to obtain closed-form expressions for the initial rotational stiffness of flush end-plate connections. Tran [34] combined finite element analysis with ANNs to predict the ultimate moment capacity and bilinear shape parameters of flush end-plate joints at elevated temperature. Sarothi et al. [35] used Random Forest regression to predict the bearing strength of double-shear bolted connections (R^2 = 0.88), outperforming code-based formulas, while Jiang et al. [36] trained eight ML algorithms to predict the failure load and failure mode of high-strength steel bolted connections, achieving over 97% classification accuracy compared with 68–85% for design-code predictions. Rabbani et al. [37] compared an ANN and a multi-gene genetic programming (MGGP) model for the M–θ response of semi-rigid connections, finding that the symbolic MGGP model generalised better than the ANN.

These studies demonstrate that AI can capture specific aspects of joint performance (stiffness, strength, or failure mode) with high accuracy, but each targets a narrow joint typology or a single scalar output. No framework has yet been proposed that predicts the complete nonlinear M–θ curve, together with its underlying component-level behaviour, for a general class of joint configurations. Addressing this gap requires (i) a physically consistent, computationally efficient method to characterise the nonlinear force–deformation (F–d) behaviour of the governing joint components, and (ii) a surrogate model capable of reconstructing the full-range M–θ response from these component-level relationships while remaining consistent with mechanical principles. The following subsections present such a framework, developed by the authors for one-sided welded beam-to-column joints, combining GA-based component characterisation with PINN surrogate modelling [38,39].

4.2. GA-BASED COMPONENT CHARACTERISATION

In one-sided welded beam-to-column joints, the global M–θ response is governed by the interaction of three components: the column web in shear (CWS), in compression (CWC) and in tension (CWT) (Fig. 1a). Each component is represented by a nonlinear force–deformation (F–d) relationship, idealised through proposed four characteristic points, $P1$–$P4$ [38], covering the initial elastic stiffness through to the ultimate deformation capacity (Fig. 1b) [4,6,40]. While EN 1993-1-8 [4] provides analytical expressions for the first two points, the elastic stiffness k_{ini} and the resistance $F_{\mathrm{R,EN}}$, the nonlinear branch beyond yielding ($P3$, $P4$) is not codified and must be calibrated against experimental or numerical data. Here, k_{P1} and F_{P2} correspond to these two values, while the remaining values (F_{P1}, k_{P2}, F_{P3}, k_{P3}, F_{P4}, k_{P4}) are obtained from them as detailed in Table 1 of [38].

The Genetic Algorithm (GA) is a stochastic, population-based optimisation method inspired by natural selection [41,42], well suited to problems such as multi-point curve calibration, where the fitness landscape is non-convex and difficult to differentiate analytically.

In [38], a GA was developed and applied to 20 one-sided welded beam-to-column joints selected from the SERICON II database [43], tested by Klein and Braun and previously identified as the most complete test records using an established evaluation framework [44]. Each GA individual encodes 24 genes, eight resistance/stiffness parameters per component, initialised within physically meaningful bounds around the EN 1993-1-8 [4] reference values. Candidate solutions are evaluated using a Python-based nonlinear component model (NLCM), which reconstructs the full M–θ response from the F–d curves of the three components; the fitness function is the coefficient of determination (R^2) between the predicted and experimental M–θ

curves of the three components. Tournament selection, blend crossover (BLX-α) and bounded Gaussian mutation with an annealed step size are used to evolve the population, with multiple early-stopping criteria to limit computational cost [38].

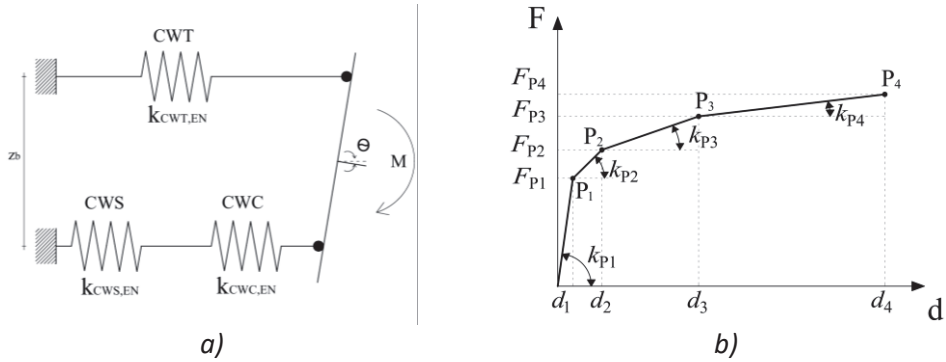


Figure 1: Component method for a one-sided welded beam-to-column joint: a) mechanical spring model; b) F–d component characterisation with four characteristic points (adopted from [38])

Benchmarked against the 20 experimental joint configurations with failure component CWS according to EN 1993-1-8 [4], the GA-calibrated M–θ curves achieved R^2 values above 0.98 at the joint level, with the component-level shear and connection responses also closely matching the experimental trends [38]. Across all configurations, the GA consistently identified statistical admissible ranges, rather than single values, of stiffness and resistance for each F–d point. The ranges subsequently adopted as physics-based constraints for the surrogate model of Section 4.3 are summarised in Table 2 [38]. These ranges are physically meaningful: the first two points remain close to the EN 1993-1-8 [4] reference values, while larger deviations are observed for the post-limit points $P3$ and $P4$, reflecting the greater uncertainty in the nonlinear range. Because they define a continuous, experimentally validated domain rather than a discrete set of samples, these ranges provide a natural basis for physics-based constraints in a machine-learning surrogate model, as described next.

Table 2: Statistical descriptors of calibrated normalised component parameters (% values relative to EN 1993-1-8 [4] k_{ini} and $F_{R,EN}$) [38]

Point	CWS		CWT		CWC	
	***F* [%]**	***k* [%]**	***F* [%]**	***k* [%]**	***F* [%]**	***k* [%]**
$P_{1,GA}$	60 – 90	60 – 140	55 – 75	30 – 140	80 – 98	50 – 150
$P_{2,GA}$	90 – 120	13 – 50	80 – 110	6 – 30	85 – 115	6 – 65
$P_{3,GA}$	120 – 165	2 – 6	115 – 150	0.4 – 4	120 – 145	1.5 – 6.5
$P_{4,GA}$	165 – 240	0.6 – 1.2	185 – 220	0.4 – 1	185 – 220	0.6 – 2

4.3. PINN SURROGATE MODELLING

Building on the GA-derived component characterisation, a Physics-Informed Neural Network (PINN) was developed [39] to act as a fast surrogate for the full nonlinear M–θ response, extending the earlier PINN formulation of Ljubinković et al. [45], in which only the analytically derived initial-stiffness expressions of EN 1993-1-8 [4] were embedded. Rather than predicting only global scalar quantities (initial stiffness or resistance) the present formulation reconstructs the complete F–d behaviour of the CWS, CWC and CWT components, from which the joint-level M–θ response is subsequently derived, ensuring a physically consistent, component-based representation of the global behaviour [39].

The PINN maps a 19-parameter input vector describing joint geometry, material properties, weld size and the EN 1993-1-8 [4] reference values of component stiffness and resistance, to 24 output quantities, corresponding to the four force values and four stiffness values defining the *F–d* curve of each of the three components. The network follows a fully connected feed-forward architecture with four hidden layers of 128 neurons, Sigmoid Linear Unit (SiLU) activation, and a linear output layer, trained using the Adam optimiser with an initial learning rate of 1×10^{-3}, a batch size of 16, and 1200 training epochs [39].

Physical knowledge is embedded through a composite loss function [17,39]:

$$L = L_{\text{data}} + \lambda_{\text{phys}} \cdot L_{\text{phys}} \tag{1}$$

combining a standard mean-squared-error data term L_{data}, with a physics-based penalty L_{phys}, that penalises predictions falling outside the admissible GA-derived ranges of Table 2, weighted by a coefficient $\lambda_{\text{phys}} = 0.5$ [39].

4.4. RESULTS

The PINN was trained on a dataset of 20 one-sided welded beam-to-column joints, 19 used for training, one held out for testing and evaluated using a leave-one-out strategy, so that every joint configuration was assessed independently as an unseen test case [39]. Across all configurations, the coefficient of determination R^2 consistently exceeded 0.97 for the *M–θ* response at the global joint level, with slightly lower but still robust correlation at the component level, reflecting the greater sensitivity of individual component responses in the nonlinear, post-limit range [39].

Representative comparisons for three joint configurations (105_14 (HEB180 column, IPE360 beam), 105_18 (HEB240 column, IPE450 beam) and 105_11 (HEB140 column, IPE300 beam)) show close agreement between the PINN-predicted and experimental *M–θ* curves throughout the loading history, capturing the initial stiffness, the progressive stiffness degradation, and the post-limit evolution up to large rotations, with only minor deviations at higher rotation levels that do not affect the overall stiffness or ultimate moment capacity (see Figures 5–8 in [39]). As an example, Fig. 2 compares the predicted and experimental *M–θ* response for joint 105_14 showing a close match in both the linear and nonlinear ranges; see [39] for further details.

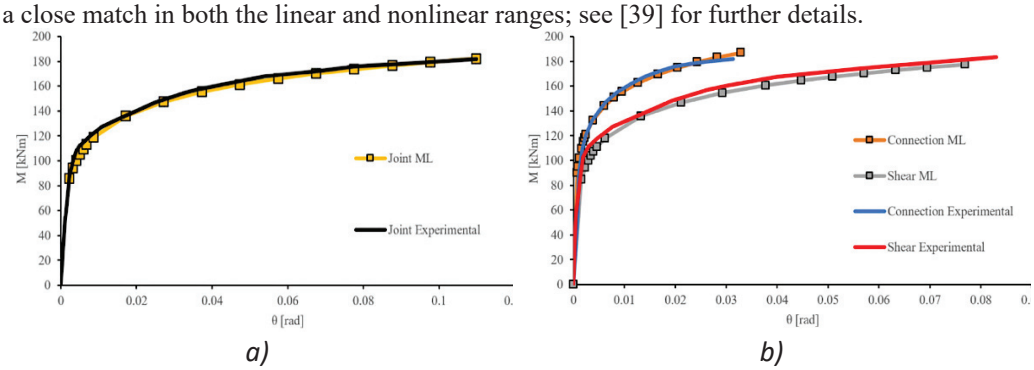


Figure 2: Comparison of experimental and PINN-predicted M–θ curves for joint 105_14: a) global (joint) level; b) component (connection and shear) level (adopted from [39])

5. CONCLUDING REMARKS

This paper reviewed the current state of AI applications in steel structures, from general model families and selection criteria to specific applications in design optimisation, structural health monitoring, and reliability and material modelling. AI methods, particularly ANN/MLP, tree-based models, CNNs and, increasingly, physics-informed approaches, have demonstrated the

ability to match or exceed traditional empirical and code-based methods, given sufficiently representative data.

However, AI applications targeting the nonlinear moment–rotation behaviour of steel joints remain limited to narrow joint typologies and isolated scalar outputs; no general framework was previously available to reconstruct the complete nonlinear M–θ response together with its component-level behaviour.

The GA–PINN framework presented in Section 4 addresses this gap for one-sided welded beam-to-column joints. GA-based calibration of multi-point F–d curves provides physically validated admissible ranges for the governing components (CWS, CWC, CWT), embedded as physics-based constraints in a PINN surrogate model. Across 20 welded joint configurations evaluated in a leave-one-out validation, the framework achieved R^2 values consistently above 0.97 at the joint level, reproducing both initial stiffness and post-limit evolution with good component-level accuracy [38].

Some limitations remain: the training dataset is relatively limited (20 joint configurations), which may restrict generalisation to other joint types, and surrogate accuracy is bound by the quality of the GA-derived parameter ranges [39]. Future work will expand the dataset using experimentally calibrated FE simulations within the same GA–PINN framework, and extend the methodology to additional joint typologies (two-sided, interior/exterior, bolted and mixed), consistent with EN 1993-1-14 [7,39].

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the Innovation Pact "R2UTechnologies | Modular Systems" (C644876810-00000019), by the "R2UTechnologies" Consortium, co-financed by NextGenerationEU through the "Agendas for Business Innovation" investment of the Portuguese Recovery and Resilience Plan (PRR).

REFERENCES

[1] Salehi, H.; Burgueño, R. Emerging artificial intelligence methods in structural engineering. Engineering Structures, 171, 170–189, 2018. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.05.084.

[2] Thai, H.-T. Machine learning for structural engineering: A state-of-the-art review. Structures, 38, 448–491, 2022. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.02.003.

[3] Málaga-Chuquitaype, C. Machine learning in structural design: an opinionated review. Frontiers in Built Environment, 8, 815717, 2022. DOI: 10.3389/fbuil.2022.815717.

[4] CEN. EN 1993-1-8: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

[5] Simões da Silva, L.; Girão Coelho, A.M.; Lucena Neto, E. Equivalent post-buckling models for the flexural behaviour of steel connections. Computers & Structures, 1–12, 2000.

[6] Simões da Silva, L.; Santiago, A.; Vila Real, P. Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints. Computers & Structures, 80(5–6), 515–531, 2002. DOI: 10.1016/S0045-7949(02)00014-7.

[7] CEN. prEN 1993-1-14: Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis. Brussels: European Committee for Standardization, 2022.

[8] CEN. EN 1990: Eurocode – Basis of structural design. Brussels: European Committee for Standardization, 2002.

[9] Bishop, C.M. Pattern Recognition and Machine Learning. Springer, New York, 2006.

[10] Goodfellow, I.; Bengio, Y.; Courville, A. Deep Learning. MIT Press, Cambridge, MA, 2016.

[11] LeCun, Y.; Bengio, Y.; Hinton, G. Deep learning. Nature, 521(7553), 436–444, 2015. DOI: 10.1038/nature14539.

[12] Fuhg, J.N.; Anantha Padmanabha, G.; Bouklas, N.; Bahmani, B.; Sun, W.; Vlassis, N.N.; Flaschel, M.; Carrara, P.; De Lorenzis, L. A Review on Data-Driven Constitutive Laws for Solids. Archives of Computational Methods in Engineering, 32(3), 1841–1883, 2025. DOI: 10.1007/s11831-024-10196-2.

[13] Dornheim, J.; Morand, L.; Nallani, H.J.; Helm, D. Neural Networks for Constitutive Modeling: From Universal Function Approximators to Advanced Models and the Integration of Physics. Archives of Computational Methods in Engineering, 31(2), 1097–1127, 2024. DOI: 10.1007/s11831-023-10009-y.

[14] Aloko, M.N.; De Risi, R.; De Luca, F. Capacity prediction and failure mode classification of cold-formed steel built-up columns using machine learning methods. Thin-Walled Structures, 210, 112873, 2025. DOI: 10.1016/j.tws.2024.112873.

[15] Barbagallo, R.; Lo Sciuto, G.; Mirone, G. Gaussian Process Regression for Constitutive Modeling of Austenitic Stainless Steel Under Various Strain Rates and Temperatures. Journal of Dynamic Behavior of Materials, 12, 215–226, 2026. DOI: 10.1007/s40870-025-00493-7.

[16] Zhao, P.; Liao, W.; Huang, Y.; Lu, X. Beam layout design of shear wall structures based on graph neural networks. Automation in Construction, 158, 105223, 2024. DOI: 10.1016/j.autcon.2023.105223.

[17] Raissi, M.; Perdikaris, P.; Karniadakis, G.E. Physics-informed neural networks: A deep learning framework for solving forward and inverse problems involving nonlinear partial differential equations. Journal of Computational Physics, 378, 686–707, 2019. DOI: 10.1016/j.jcp.2018.10.045.

[18] Wang, S.; Teng, Y.; Perdikaris, P. Understanding and mitigating gradient flow pathologies in physics-informed neural networks. SIAM Journal on Scientific Computing, 43(5), A3055–A3081, 2021. DOI: 10.1137/20M1318043.

[19] Wang, X.; Zhuang, B.; Smyl, D.; Zhou, H.; Naser, M.Z. Machine learning for design, optimization and assessment of steel-concrete composite structures: A review. Engineering Structures, 329, 119652, 2025. DOI: 10.1016/j.engstruct.2025.119652.

[20] Alagundi, S.; Palanisamy, T. Neural network prediction of joint shear strength of exterior beam-column joint. Structures, 37, 1002–1018, 2022. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.01.013.

[21] Horton, T.A.; Hajirasouliha, I.; Davison, B.; Ozdemir, Z. Accurate prediction of cyclic hysteresis behaviour of RBS connections using Deep Learning Neural Networks. Engineering Structures, 247, 113156, 2021. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113156.

[22] Bai, Y.; Xie, C.; Zhou, X. AI-based macro model learning for high cycle fatigue assessment of welded joints in large-span steel structures. International Journal of Fatigue, 184, 108321, 2024.

[23] Mezher, M.T.; Pereira, A.; Shakir, R.A.; Trzepieciński, T. Application of machine learning and neural network models based on experimental evaluation of dissimilar resistance spot-welded joints between grade 2 titanium alloy and AISI 304 stainless steel. Heliyon, 10(24), e40898, 2024. DOI: 10.1016/j.heliyon.2024.e40898.

[24] Zhou, X.; Li, M.; Li, Q.; Sun, G.; Liu, W. Load Capacity Prediction of Corroded Steel Plates Reinforced with Adhesive and High-Strength Bolts Using a Particle Swarm Optimization Machine Learning Model. Buildings, 14(8), 2351, 2024. DOI: 10.3390/buildings14082351.

[25] Kompanets, A.; Leonetti, D.; Duits, R.; Maljaars, J.; Snijder, H.H. Probability of detection curve for the automatic visual inspection of steel bridges. ce/papers, 6(3-4), 814–824, 2023. DOI: 10.1002/cepa.2585.

[26] Jia, X.; Wang, Y.; Wang, Z. Fatigue Crack Detection Based on Semantic Segmentation Using DeepLabV3+ for Steel Girder Bridges. Applied Sciences, 14(18), 8132, 2024. DOI: 10.3390/app14188132.

[27] Tseng, A.; Kalaycioglu, S. Intelligent Magnetic Inspection Robot for Enhanced Structural Health Monitoring of Ferromagnetic Infrastructure. arXiv preprint arXiv:2411.02651, 2024.

[28] Jia, J.; Li, Y. Deep Learning for Structural Health Monitoring: Data, Algorithms, Applications, Challenges, and Trends. Sensors, 23(21), 8824, 2023. DOI: 10.3390/s23218824.

[29] Luo, J.; Li, K.; Xie, C.; Yan, Z.; Li, F.; Jia, X.; Wang, Y. A novel anti-loosening bolt looseness diagnosis of bolt connections using a vision-based technique. Scientific Reports, 14, 11441, 2024. DOI: 10.1038/s41598-024-62560-8.

[30] Guo, Y.; Yang, B.; Alqawzai, S.; Chen, K.; Kong, D. Machine learning-based and interpretable models for predicting the resistance and probability of progressive collapse of steel frame-composite floor structures. Engineering Structures, 332, 120089, 2025. DOI: 10.1016/j.engstruct.2025.120089.

[31] Guo, K.; Yang, Z.; Yu, C.-H.; Buehler, M.J. Artificial intelligence and machine learning in design of mechanical materials. Materials Horizons, 8(4), 1153–1172, 2021. DOI: 10.1039/D0MH01451F.

[32] Gbagba, S.; Maccioni, L.; Concli, F. Advances in Machine Learning Techniques Used in Fatigue Life Prediction of Welded Structures. Applied Sciences, 14(1), 398, 2024. DOI: 10.3390/app14010398.

[33] Kueh, A.B.H. Artificial neural network and regressed beam-column connection explicit mathematical moment-rotation expressions. Journal of Building Engineering, 43, 103195, 2021. DOI: 10.1016/j.jobe.2021.103195.

[34] Tran, V.-L. Investigating the Behavior of Steel Flush Endplate Connections at Elevated Temperatures Using FEM and ANN. International Journal of Steel Structures, 22(5), 1433–1451, 2022. DOI: 10.1007/s13296-022-00650-x.

[35] Sarothi, S.Z.; Ahmed, K.S.; Khan, N.I.; Ahmed, A.; Nehdi, M.L. Predicting bearing capacity of double shear bolted connections using machine learning. Engineering Structures, 251, 113497, 2022. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113497.

[36] Jiang, K.; Liang, Y.; Zhao, O. Machine-learning-based design of high strength steel bolted connections. Thin-Walled Structures, 179, 109575, 2022. DOI: 10.1016/j.tws.2022.109575.

[37] Rabbani, A.; Ghiami Azad, A.R.; Rahami, H. Enhancing prediction of the moment-rotation behavior in flush end plate connections using Multi-Gene Genetic Programming (MGGP). Structural Engineering and Mechanics, 91(6), 2024.

[38] Milićević, A.; Ljubinković, F.; Santos, A.F.; Simões da Silva, L. Genetic algorithm optimisation of welded joint components for moment–rotation response and PINN-driven surrogate modelling. Proceedings of the XV Congresso de Construção Metálica e Mista (XVCMM), Porto, Portugal, 2025.

[39] Milićević, A.; Ljubinković, F.; Santos, A.F.; Simões da Silva, L. AI-driven optimization and surrogate modelling framework for predicting steel joint behaviour. ce/papers, Eurosteel 2026, Kraków, Poland, in press.

[40] Jaspart, J.-P.; Weynand, K. Design of Joints in Steel and Composite Structures. Brussels: ECCS; Berlin: Ernst & Sohn, 2016.

[41] Eiben, A.E.; Smith, J.E. Introduction to Evolutionary Computing. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2003.

[42] Darwin, C. The Origin of Species. New York: P.F. Collier & Son, 1909.

[43] Cruz, P.J.S.; Simões da Silva, L.; Rodrigues, D.S.; Simões, R. Database for the semi-rigid behaviour of beam-to-column connections in seismic regions (SERICON II). Journal of

Constructional Steel Research, 46(1–3), 233–234, 1998. DOI: 10.1016/S0143-974X(98)80038-X.

[44] Bonina de Mesquita, A.C. Caracterização e Sistematização do Comportamento Experimental de Ligações Metálicas e Mistas. MSc Dissertation, Universidade de Coimbra, Portugal, 2002.

[45] Ljubinković, F.; Carvalho, A.; Conde, J.; Simões da Silva, L. Reliability assessment of welded beam-to-column joints using physics-informed neural networks. ce/papers, 8(6), 2025 (SDSS 2025 – Stability and Ductility of Steel Structures, Barcelona, Spain). DOI: 10.1002/cepa.70083.

E-43
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026019N

Novak Novaković[1], Milan Pandrc[2]

DESIGN OF NEW REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE OVER THE ĐETINJA RIVER

Summary: This paper presents the design of a reinforced concrete arch bridge over the Đetinja River canyon, part of the Užice bypass route in Serbia. The 292 m long structure features a main arch span of 162 m with a rise of 23,6 m (rise-to-span ratio 1/6,86), placing the deck approximately 90 m above river level. The rationale for selecting a relatively shallow arch, thrust line optimization by iterative polygon-of-forces construction, and the structural behaviour under permanent, variable, thermal, and seismic actions are discussed. Variable arch cross-section dimensions and their structural and aesthetic roles are explained. Particular attention is given to concrete Freyssinet hinges used at the short pendel piers. The cantilever construction method with temporary towers and cable stays is outlined.

Keywords: arch bridge, shallow arch, thrust line, concrete hinges, cantilever construction

PROJEKTOVANJE NOVOG ARMIRANO-BETONSKOG LUČNOG MOSTA PREKO REKE ĐETINJE

Rezime: U radu je prikazan projekat armirano-betonskog lučnog mosta preko kanjona reke Đetinje, koji je deo obilaznice oko Užica u Srbiji. Konstrukcija dužine 292 m ima luk raspona 162 m i strelom 23,60 m (odnos strela/raspon = 1/6,86), a nivo kolovoza je oko 90 m iznad vodene površine. Obrazlažu se razlozi odabira relativno plitkog luka, optimizacija potpornje linije iterativnom metodom poligona sila i analiza ponašanja konstrukcije pod stalnim, promenljivim, temperaturnim i seizmičkim dejstvima. Prikazana je uloga promenljivog poprečnog preseka luka i istaknute su tehničke i estetske prednosti. Posebna pažnja posvećena je betonskim zglobovima tipa Frejsine, koji se koriste kod kratkih pendel stubova. Opisan je metod konzolne gradnje luka uz pomoć privremenih tornjeva i zategnutih sajli.

Ključne reči: lučni most, plitki luk, potpornja linija, betonski zglobovi, konzolna gradnja

[1] DEL ING d.o.o., Belgrade, Serbia, novak.novakovic@deling.rs
[2] DEL ING d.o.o., Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

The construction of the Užice bypass (State Road IB-28, M-19.1, Užice–Kadinjača–Bajina Bašta) required a major river crossing of the Đetinja River canyon, situated approximately 200 m upstream of the Velika Brana (Large Dam). The bypass section begins at the grade-separated "Surduk" interchange on the Zlatibor road and extends approximately 4,8 km to Sinjevac and Volujac.

The bridge site is characterised by a deeply incised limestone canyon. The water level (reservoir surface) at the bridge axis lies at approximately elevation 442 m a.s.l. The road profile, descending at a constant 3% gradient, crosses the canyon at elevations 536–537 m on the southern bank and 528–529 m on the northern bank, establishing a clearance of approximately 90 m above the water surface. Total structure length along the road axis is 294,2 m. The alignment is straight between stations 0+427.37 and 0+590.70, then passes through a clothoid transition (A = 111.13) and a circular curve of radius R = 190 m to the northern abutment at station 0+719.37.

The design was developed in two successive phases – Schematic Design (IDP, 2023) and Detailed Design for Building Permit (PGD, 2025) – both by DEL ING d.o.o., Belgrade. The structural analysis was performed using the SOFiSTiK software suite. Serbian regulations for building structures and related Eurocodes formed the normative framework. The relevant standards applied per action are: EN 1990 [7] for the basis of design and combinations of actions; EN 1991-1-5 [8] for thermal actions; EN 1991-2 [9] for traffic loads on bridges; EN 1998-1 [11] and EN 1998-2 [12] for seismic actions; and EN 1992-1-1 [10] and EN 1992-2 [13] for the design of the reinforced and prestressed concrete members. The investor is “Putevi Srbije" (Roads of Serbia).

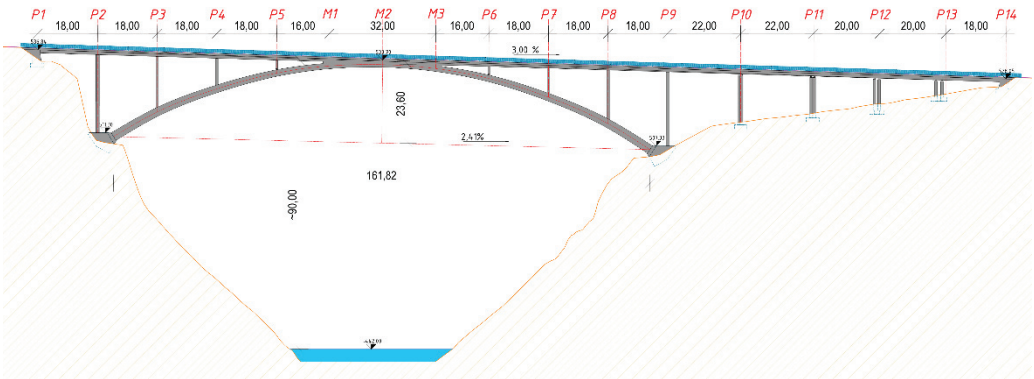


Figure 1: Longitudinal section - view of the arch bridge showing arch axis geometry, variable arch cross-section depth, and terrain profile with slopes

2. SITE CONDITIONS AND STRUCTURAL TYPE SELECTION

2.1. CANYON MORPHOLOGY AND FOUNDATION CONDITIONS

Both canyon walls consist of compact limestone rock. The lower portions of each bank are steeply inclined at approximately 60° to the horizontal. The left bank exhibits a pronounced terrain break – the slope transitions from approximately 13° to 54° measured in the road alignment direction, making access to the canyon floor and lower wall elevations extremely difficult. The right bank shows a similarly steep ridge of almost 60°. Laboratory testing of core samples from a borehole near the southern abutment established an allowable compressive bearing pressure of 20,4 MPa; design contact stresses at the arch foundations under ULS conditions reach 2,09 MPa (right bank) and 1,98 MPa (left bank), well within this capacity.

2.2. SELECTION OF BRIDGE TYPE

A reinforced concrete arch bridge was selected over competing alternatives: prestressed concrete girder viaduct (multiple spans), a steel or composite girder bridge, or a cable-stayed bridge. The governing reasons were:

(1) Canyon geometry: The steep, competent limestone rock faces on both banks are ideal for receiving the large horizontal thrust of an arch, obviating the need for massive spread-footing or piled abutments.

(2) Span range: At 162 m, a reinforced concrete arch is among the most economical structural solutions; the span-to-weight efficiency of arch action surpasses that of equivalent girder or cable-stayed systems at this crossing height.

(3) Durability and maintenance: A monolithic reinforced concrete arch requires no bearings (apart from the concrete hinges discussed in Section 5), no cable replacements, and no expansion joints along the arch itself, minimizing lifetime maintenance costs.

(4) Aesthetics: An open-spandrel arch bridge is visually coherent with the canyon landscape; the form reflects the structural logic, echoing the existing nearby railway arch also in reinforced concrete.

Table 1: Comparative assessment of structural options for the Đetinja bridge

Criterion	RC Arch	PC Girder Viaduct	Cable-Stayed	Steel Box Girder
Foundation suitability	★★★	★★	★★	★★
Economy at 162 m span	★★★	★★	★	★
Durability / maintenance	★★★	★★	★	★★
Construction complexity	★	★★★	★★	★★★
Aesthetic integration	★★★	★★	★★	★★
OVERALL	★★★	★★	★★	★★

3. ARCH GEOMETRY AND THRUST LINE OPTIMISATION

3.1. RISE-TO-SPAN RATIO

The arch has an axial span of L = 161,82 m and a rise of f = 23,60 m (measured between the chord connecting the two spring points and the arch crown), yielding a rise-to-span (flatness) ratio of f/L = 1/6,86. Conventional design recommendations for circular or parabolic arch axes suggest a flatness ratio $L/f \leq 6$, to limit horizontal thrust and bending sensitivity. The adopted ratio marginally exceeds this limit, imposed primarily by the contractor's requirement (documented in the Detailed Design phase) to position the arch springs as high as possible on the canyon walls, improving access during construction.

A shallower arch introduces three mutually reinforcing structural challenges:

(a) Increased horizontal thrust: For a uniformly loaded arch of span L and rise f, the horizontal thrust is $H \approx qL^2/(8f)$. As f decreases, H rises sharply, imposing proportionally higher compressive stresses on the arch cross-section and larger forces on the foundations.

(b) Sensitivity to asymmetric loading: For a fixed arch on rigid supports, bending moments due to asymmetric live load are proportional to the thrust H times the deviation of the arch axis from the pressure line. A shallow arch has a larger H and is geometrically less tolerant of pressure-line deviation.

(c) Temperature sensitivity: Thermal elongation or shortening of the arch generates horizontal displacements at the abutments, causing large bending moments proportional to $3EI \cdot \alpha \Delta T / f^2$ (approximate, for a fixed parabolic arch), which increase rapidly as f diminishes.

The spring points are deliberately placed at different elevations: the chord connecting them falls at approximately 2% gradient, roughly half the road gradient of 3%. This asymmetry was introduced to follow the terrain and to position the arch axis perpendicular to the superstructure centreline, maximising the effective rise available.

3.2. SPAN LAYOUT AND ARCH–DECK INTERACTION

The arch stiffness is highly driven by the stiffness of the girder.

Because the arch crown and the deck are monolithically connected over the central 36 m, the arch and the superstructure act as a coupled system: in this merged zone the effective bending stiffness is the combined contribution of both members, so the deck girder participates directly in the stiffness of the arch. Once the arch axis had been established, the next design step was to determine the most economical, yet aesthetically acceptable, number and spacing of spandrel columns. The spans were selected so that the hogging and sagging bending moments in the continuous deck girder are as uniformly distributed as possible, while respecting the rigidity (stiffness) of the supporting arch. Balancing the support and span moments in this way allows a single, near-uniform reinforcement and prestressing layout to be carried along the deck, which is both economical and constructionally simpler. This span optimisation is closely coupled with, and feeds directly into, the iterative thrust line construction described in Section 3.4, since the column positions define where the deck reactions (point loads) are applied to the arch.

Choice of a prestressed deck. Although the adopted span lengths (around 20 m) would be suitable for an ordinary reinforced concrete deck, the girder was deliberately designed as prestressed. Two benefits follow from this decision. First, in combination with an arch that remains fully in compression, prestressing of the deck provides a reliable guarantee that the sections remain uncracked in the serviceability limit state (SLS), preserving full gross-section stiffness and durability. Second, keeping both the arch and the central deck uncracked limits the time-dependent redistribution of stresses from the arch to the deck in the central monolithic zone caused by creep, since redistribution is driven by differential stiffness loss, which cracking would otherwise highlight.

A minimal structural depth was chosen for the deck girder. With spans of about 20 m, a very deep girder is neither structurally necessary nor aesthetically desirable — a heavy, high deck riding above a slender arch reads poorly against the canyon. Instead, the global stiffness of the structure was intentionally provided by the arch rather than by the deck. This is why the variable-height box section (and, equivalently, the twin-rib / TT girder solution) was adopted: it keeps the deck visually light while the arch, through its variable box cross-section, supplies the in-plane stiffness the system requires.

3.3. ARCH CROSS-SECTION

The arch has a hollow box cross-section throughout its length, a decision taken in the Detailed Design phase to replace the partially solid sections (with trapped formwork) originally proposed in the Schematic Design. The switch was motivated by: (i) increased stiffness to reduce deformation sensitivity during cantilever construction; (ii) the ability to use telescopic formwork for hollow casting; and (iii) uniformity of behaviour.

Cross-section dimensions vary linearly along the arch (Figure 1). At the abutments (pier axes P2 and P9) the cross-section is 700 cm wide × 270 cm deep (notation width/height including 10 cm bottom grooves on the external face). At the crown zone, dimensions reduce to 600 cm wide × 150 cm deep. The constant-width zone of 600 cm extends symmetrically for 66 m around the arch crown. Flange plate thickness is 30÷34 cm and web thickness is 60 cm throughout.

The structural rationale for the variable depth is threefold. First, the larger moment of inertia at the abutments accommodates the peak bending moments arising from asymmetric traffic loading and thermal effects – loads that a shallow arch is particularly susceptible to. Second, reducing the depth toward the crown decreases the arch weight in the compression-critical crown zone, lowering the risk of in-plane buckling (the governing stability mode for shallow arches). Third, from an aesthetic standpoint, a visually tapering arch communicates the structural logic of the form: carrying more where the demands are greater.

The in-plane buckling safety of the arch was verified by second-order analysis including geometric and material nonlinearity, confirming adequate stability margin under all design load combinations.

3.4. ITERATIVE THRUST LINE CONSTRUCTION

Since no single load configuration produces a unique pressure line, the arch axis was optimised for minimal bending moments under the governing permanent load state at both t = 0 (initial) and t = ∞ (after creep and shrinkage redistribution). The process, carried out iteratively between the structural analysis model (SOFiSTiK) and manual graphical verification, proceeded as follows:

Step 1: An initial circular arc of radius $R \approx 150$ m was assumed as the arch axis.

Step 2: A full spatial FEM analysis yielded pier reactions and arch self-weight distribution.

Step 3: A thrust line (pressure line) was constructed graphically using the polygon of forces (funicular polygon), connecting the successive resultant forces at each pier and distributing the arch weight as a series of point loads.

Step 4: Selected nodal points of the arch axis were shifted to reduce eccentricity between the arch centroid and the thrust line.

Step 5: The analysis was repeated. Convergence was declared when no tensile stresses under the frequent combination (partial traffic + temperature change ΔT) remained, and all tensile stresses under characteristic combination are below allowable limits throughout the arch length.

This iterative optimisation, described originally in the literature by Salonga & Gauvreau [1] as fundamental to efficient arch design, is particularly important for shallow arches because even modest misalignment between arch axis and pressure line generates significant bending moments through the amplifying effect of the large horizontal thrust.

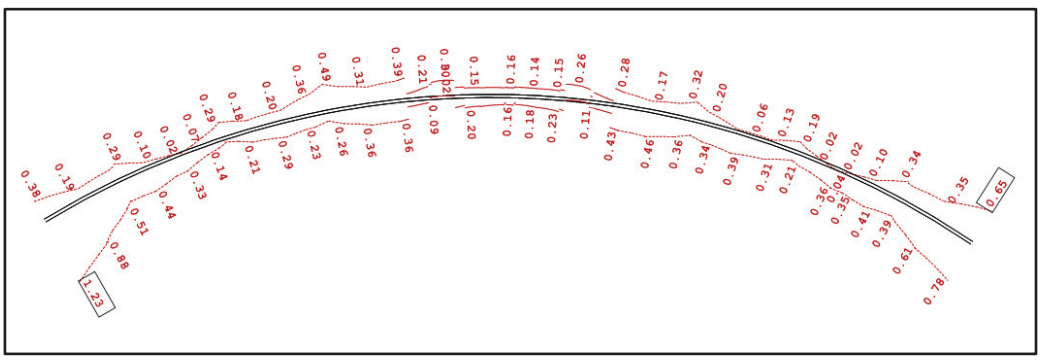


Figure 2: Thrust line due characteristic comb. (from SOFiSTiK): initial circular arc axis

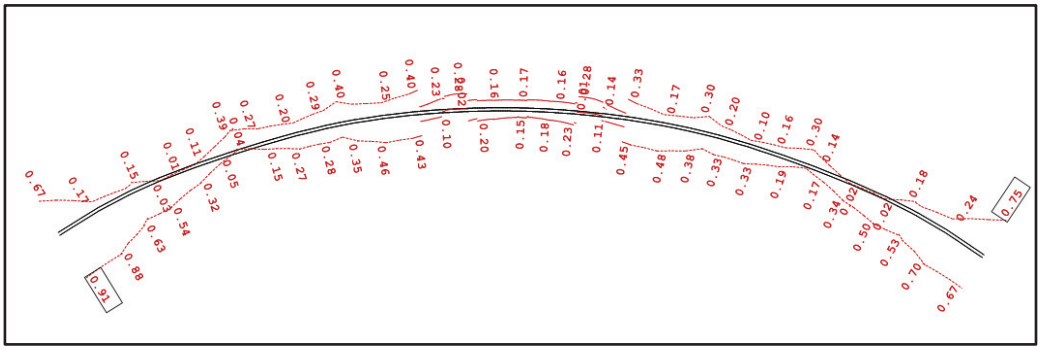


Figure 3: Thrust line due characteristic comb. (from SOFiSTiK): optimized arc axis

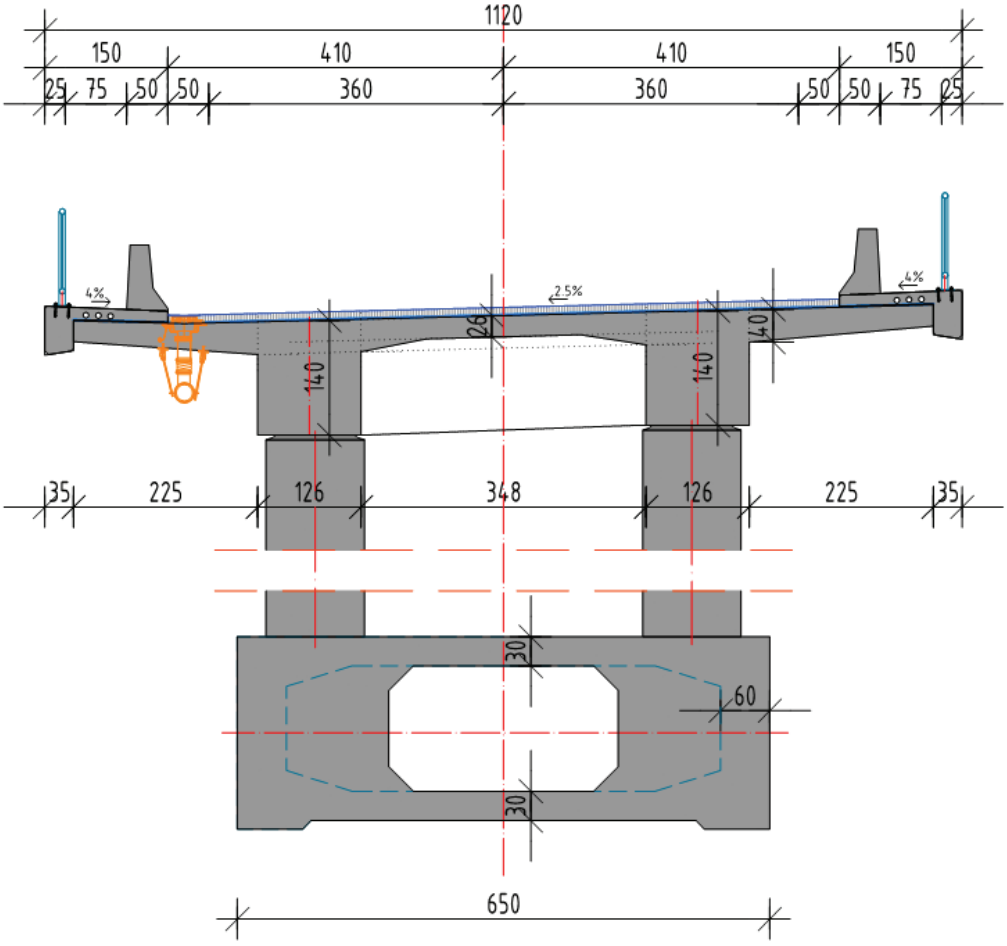


Figure 4: Detail cross-sections showing; variable arch box cross-section from spring 700/270 cm to crown 600/150 cm; concrete hinge detail at arch piers. (Source: DEL ING d.o.o., PGD drawings, 2025)

3.5. SUPERSTRUCTURE CROSS-SECTION

The superstructure is a continuous prestressed concrete twin-rib (TT) girder of constant depth 140 cm, spanning between pier tops at intervals of 14 m (crown zone, fields 5 and 6) and 18–22

m (outer fields). The rib width was increased from 120 cm (Schematic Design) to 126 cm (Detailed Design) to accommodate the prestressing cable ducts and coupler anchors.

The total deck width is 11,20 m, comprising: two 3,60 m traffic lanes (7,20 m), two 50 cm buffer zones to safety barriers (1,00 m), two 50 cm concrete safety barriers (1,00 m), two 75 cm inspection walkways (1,50 m), and two 25 cm walkway guard rails (0,50 m). On the transition curve and circular arc portion, the left lane widens progressively to 4,10 m, resulting in a total cross-section width of approximately 11,70 m at the bridge end.

A 36 m central length of the superstructure is monolithically merged with the arch at the crown, a measure that maximises the effective arch rise while also providing significant composite stiffness at the most vulnerable section for snap-through and asymmetric buckling.

4. STRUCTURAL BEHAVIOUR UNDER DESIGN ACTIONS

4.1. PERMANENT LOADS AND TIME-DEPENDENT EFFECTS

Under permanent loading (self-weight and superimposed dead load), the arch is essentially in a state of pure compression once the arch axis has been aligned with the pressure line. The analysis at time $t = \infty$ must account for creep and shrinkage redistribution: creep reduces the elastic modulus of the concrete over time, altering the stiffness distribution between arch and superstructure. The redistribution shifts some permanent-load moment from the stiffer arch to the superstructure, a favourable effect that was incorporated into the design envelope.

4.2. VARIABLE (TRAFFIC) LOADS

The bridge is classified as a road bridge of Category Ib (motorway standard, carriageway width B ≥ 6.00 m). Traffic loading was applied according to the Load Model LM1 (tandem systems + uniformly distributed load) of the applicable Serbian regulations. The governing effect of variable loading on an arch bridge is the half-span (asymmetric) loading case: loading one half-span while leaving the other unloaded maximises the bending moment in the arch rib. For a shallow arch, this bending moment is amplified because the thrust H is large and acts as a magnifying factor on any eccentricity of the pressure line from the arch axis.

The arch's variable cross-section contributes positively here: the enlarged cross-sections near the springs provide additional bending resistance exactly where asymmetric loading bending moments peak. The intermediate arch piers rigidly connected to the arch also contribute stiffness against in-plane deformation.

4.3. THERMAL ACTIONS

Temperature actions are among the most critical for a shallow arch. A uniform temperature change ΔT of the arch produces a horizontal elongation or shortening of the arch chord, effectively shifting the abutments horizontally. Since the abutments are embedded in rock (practically rigid), this displacement induces bending.

A differential temperature gradient (top warmer than bottom in summer, or vice versa in winter) induces additional sagging or hogging in the arch. For the Đetinja bridge, the temperature difference between arch top surface and soffit was taken as $\Delta T,top = +8°C$ ($\Delta T,bot = -5°C$), and the uniform temperature range was determined from the climatic zone (continental, Užice area). The arch cross-section dimensions and the degree of prestress in the superstructure were verified to ensure that, under the frequent combination including temperature, tensile stresses in the arch concrete do not exceed allowable values. This requirement was the controlling constraint in the thrust line iteration process described in Section 3.4.

4.4. SEISMIC ACTIONS

The structure is located in seismic zone Z3 per Serbian regulations, with a design return period of 475 years on soil category A (rock), the acceleration is $a_{g,R}$ = 0,15g. The arch was analysed as a three-dimensional structural system; the arch's high in-plane stiffness makes it relatively insensitive to horizontal seismic excitation in the arch plane, while out-of-plane seismic behaviour governs the pier and arch rib design. Peak contact stresses at the arch foundations under seismic combinations reach 3,21 MPa (right bank) and 3,60 MPa (left bank), still within the geotechnical allowables.

The seismic analysis followed EN 1998-2 [12]. The bridge was designed to remain essentially within limited ductile / essentially elastic behaviour, adopting a behaviour factor q = 1,2 as recommended by EN 1998-2 (Table 4.1) for arch bridges. No plastic hinge mechanism or intentional energy dissipation was assigned to the arch or the piers; the concrete hinges are not ductile plastic hinges but articulations that release bending while transmitting compression, and were therefore not relied upon for seismic energy dissipation. Consequently, the members were verified to remain in the elastic range under the design seismic action, and no capacity-design over-strength was required.

5. CONCRETE HINGES AT ARCH PIERS

5.1. HISTORICAL DEVELOPMENT AND WORKING PRINCIPLE

Concrete hinges are local neck-reductions in reinforced concrete members, designed to concentrate rotation capacity at a defined point while transmitting large compressive normal forces. The concept was first implemented practically by Augustin Mesnager (France, 1907), who developed a semi-articulation with a pair of crossed steel bars running through the narrow throat, enabling the transfer of both axial forces and shear while limiting bending stiffness [2, 3].

The Freyssinet hinge permits rotation about one axis (in the plane of the structural element) while remaining moment-resistant in the perpendicular direction. Load transfer across the throat relies entirely on the confined concrete; no reinforcement crosses the throat. The throat geometry (width and height) governs both the rotational flexibility and the compressive capacity. Properly designed and executed concrete hinges have demonstrated outstanding long-term performance, documented Freyssinet hinges more than 100 years old show no deterioration [5]. Despite this record, their use diminished in the latter twentieth century primarily because current design codes do not explicitly treat them and the design still relies on semi-empirical guidelines [2, 3, 5].

5.2. APPLICATION IN THE ĐETINJA BRIDGE

In the Đetinja bridge design, concrete hinges are used in two structural contexts:

Short arch piers (pendel system): The two shortest pier pairs on the arch, at heights of 2,25 m and 2,60 m (measured clear between arch intrados and superstructure soffit), are designed as pendel struts – slender compression members with concrete hinges at both top and bottom ends. At these minimal heights, even the modest horizontal displacement of the arch crown under asymmetric loading or thermal expansion on the order of 5–15 mm would generate moment demands in a rigidly connected pier exceeding its capacity. The hinge reduces the bending stiffness of the connection to nearly zero, converting the pier to a pure axial-force (compression) member.

First abutment-adjacent stiff piers: The piers at the arch abutment elevation (P2/P9 in the pier numbering) are rigidly connected to the arch at their base and connected to the superstructure via concrete hinges at their tops. This allows the superstructure to rotate slightly relative to the pier head, accommodating differential deflection without generating large secondary moments. Also, pier P3, P4 and P7, P8 are designed with hinges on top.

5.3. DESIGN PRINCIPLES AND CONSTRAINTS

The design of the concrete hinges followed the recommendations established by Leonhardt and subsequently refined by Schlappal [2, 3], adapted for compatibility with the partial-safety-factor framework of Eurocode 2. The key design parameters and constraints are:

Throat width b_t and height h_t: The throat dimensions are set such that the compressive stress in the throat concrete under the characteristic normal force remains below the effective strength of the triaxially confined throat. The confinement factor for a well-proportioned Freyssinet hinge typically raises the effective compressive strength to approximately 3÷5 times the unconfined cylinder strength f_{ck}.

Sustained loading limit: Based on experimental research [2, 3], permanent compressive normal forces shall not exceed approximately 45% of the ultimate hinge capacity, to avoid time-dependent damage from the interaction of creep and bending-induced cracking.

Rotation capacity: The throat must accommodate all expected rotations arising from thermal movements, differential settlement, and traffic-induced deformations, without exceeding the concrete's ultimate compressive strain at the outer fibre. Required rotations were estimated from the spatial structural model and verified against the assumed throat geometry.

5.4. ADVANTAGES OVER MECHANICAL BEARINGS

Concrete hinges offer several distinct advantages over mechanical bearings (laminated elastomeric, pot, or PTFE slide bearings) that made them the preferred solution for the short pendel piers: zero maintenance, no uplift risk, high durability, economy. For members permanently under high compression (as all arch piers are), the concrete hinge is simpler and more economical to fabricate than a mechanical bearing designed for the same compressive force.

6. CONSTRUCTION METHOD

The arch is constructed by the balanced cantilever method (Figure 5), using a self-propelled traveling form that advances segment by segment from both abutments simultaneously toward the crown. Temporary towers of 50 m height are erected above each arch abutment, immediately behind the spring line. The key elements of the temporary works system are:

Back-stay cables: Anchored into the rock mass behind each abutment via pre-stressed rock anchors (geo-anchors), these cables resist the overturning moment at the base of the temporary tower induced by the cantilever arch half-span weight.

Forward stay cables: Inclined stays extending from the temporary tower tip to successive segments of the growing cantilever arm. Each stay is tensioned as a new segment is cast and released (if necessary) after the subsequent segment is in place, maintaining the arch geometry within specified tolerances.

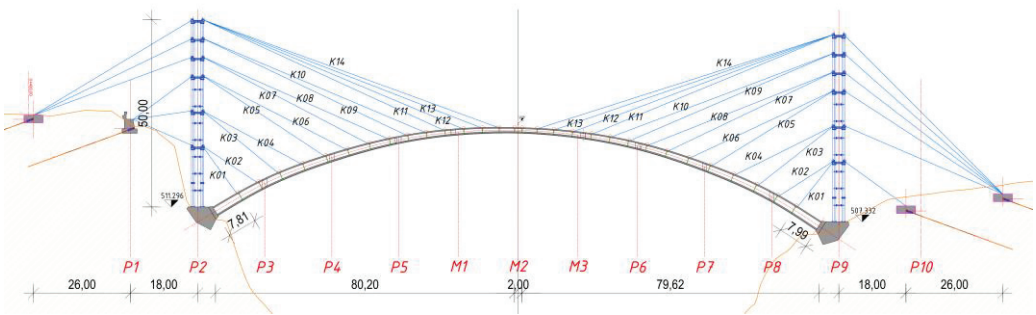


Figure 5: Construction stage diagram showing temporary towers, back-stay anchors, forward stay cables, and travelling form advancing from both abutments toward the crown

Construction stages were modelled in full in SOFiSTiK, covering: traveler advancement CS x(9), segment self-weight CS x(10), stay cable installation without force CS x(12), cable stressing CS x(14), optional cable release CS x(15), and time-dependent creep and shrinkage for each construction period CS x(18). The most critical phases are the late cantilever stages when the full (heaviest) segments near the crown are cast; analyses showed that a stiffer arch (deeper cross-section at the crown, 150 cm vs. 120 cm as in the Schematic Design) was much more controllable during execution.

After arch closure, the temporary stays are progressively destressed and removed, the traveler is dismantled, and the superstructure (continuous TT girder) is cast field-by-field on falsework bearing directly on the completed arch. Prestressing follows a field-by-field sequence starting from both end spans simultaneously (P1→P2 and P14→P9), converging symmetrically toward the crown. Six prestressing cable families (A1–A7) are interlaced so that the bending moment envelopes in all construction and final states remain within allowable limits.

7. CONCLUSIONS

The Đetinja River arch bridge demonstrates the feasibility and structural rationality of a relatively shallow reinforced concrete arch (f/L = 1/6,86) for a deep canyon crossing where site access constraints push the arch springs high on the canyon walls. The key design conclusions are:

1. Iterative thrust line optimisation by the polygon-of-forces method, implemented within a spatial FEM framework, successfully minimises permanent-load bending moments in the shallow arch.

2. A variable-depth hollow box cross-section, deeper at the springs, shallower at the crown – serves dual structural and aesthetic purposes: higher section stiffness at the locations of maximum asymmetric-load and thermal bending moments, and reduced weight at the buckling-critical crown zone.

3. Concrete Freyssinet hinges at the short pendel piers provide a maintenance-free, durable alternative to mechanical bearings, eliminating the bending moments that would otherwise arise from even small horizontal displacements in these squat members.

4. The loads governing the design differ by member and direction, which is characteristic of a relatively shallow arch integral with its deck. Longitudinally, the combination of temperature and traffic is decisive: the arch and the superstructure remain fully in compression under the quasi-permanent and frequent combinations, and even under the characteristic (rare) combination the tensile stresses stay below the limits. Transversely, the out-of-plane seismic action governs the design of the arch, the superstructure, and the piers. For the arch cross-section itself, the enlarged sections at the springs are governed by the peak bending moments from asymmetric (half-span) traffic and thermal actions. The short pendel piers are governed by axial compression combined with the imposed rotations that dictate the concrete-hinge throat geometry.

5. A detailed construction stage analysis was essential for establishing the temporary tower geometry, cable stay sequencing, and the cross-section proportions necessary to achieve the required arch geometry within acceptable tolerance.

REFERENCES

[1] Salonga, J., Gauvreau, P. (2014). Comparative study of the proportions, form, and efficiency of concrete arch bridges. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 19-3, 04013010-1.

[2] Thomas Schlappal et al. (2020). Serviceability Limits of Reinforced Concrete Hinges. Engineering Structures.

[3] Thomas Schlappal et al. (2020). Ultimate Limits of Reinforced Concrete Hinges. Engineering Structures. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110889

[4] Guojing, Zhang et al. (2022). Optimal arch shape of long-span open-spandrel arch bridges under vertical permanent loads. Structures, 45 (2022).

[5] Schacht, G., Marx, S. (2015). Concrete hinges in bridge engineering. ice publishing, Engineering History and Heritage, Vol. 168 (EH2).

[6] Geotechnical Report (2025). Geotechnical conditions for construction of Užice bypass (PGD). Institut za puteve A.D., Belgrade.

[7] SRPS EN 1990:2012 Eurocode – Basis of structural design (all EN with Serbian NA).

[8] SRPS EN 1991-1-5:2012. Eurocode 1 – Actions on structures, Part 1-5: General actions – Thermal actions.

[9] SRPS EN 1991-2:2012. Eurocode 1 – Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges.

[10] SRPS EN 1992-1-1:2015. Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[11] SRPS EN 1998-1:2015. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

[12] SRPS EN 1998-2:2012. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges. CEN, Brussels.

[13] SRPS EN 1992-2:2014. Eurocode 2 – Design of concrete structures, Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules.

[14] SOFiSTiK AG. SOFiSTiK Analysis Programs – User Manuals.

E-44
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026039P

Aleksandar Petrović[1], Liang Qian[2], Milica Udovičić[3], Jelena Petković[3], Zorana Petojević[4,5]

IMPACT OF CHANGING EXECUTION CONDITIONS ON CONSTRUCTION SCHEDULE AND ACCELERATION MEASURES: THE OLD SAVA BRIDGE DISMANTLING CASE STUDY

Summary: Schedule performance is a central aspect of infrastructure project delivery, as changes in execution conditions and additional safety requirements may significantly alter schedule logic and extend the duration of critical activities, with organizational and financial consequences. This paper presents a case study of the dismantling of the Old Sava Bridge in Belgrade, focusing on the schedule impact of protective measures required by the demining authority and on the modification of the main-span dismantling methodology developed to mitigate these effects. The introduction of protective measures in the riverbed zone constituted a new execution constraint that affected the originally planned sequence of works and required modification of the construction methodology. The results show that the proposed measures reduce project duration by approximately 100 days; however, completion remains delayed by about 97 days compared to the baseline programme.

Keywords: schedule impact, acceleration measures, construction schedule, bridge dismantling, execution conditions

UTICAJ PROMENE USLOVA IZVOĐENJA NA PLANIRANI ROK IZGRADNJE I MERE ZA UBRZANJE: STUDIJA SLUČAJA DEMONTAŽE STAROG SAVSKOG MOSTA

Rezime: Vremenske performanse predstavljaju jedan od ključnih aspekata realizacije infrastrukturnih projekata jer promene uslova izvođenja i uvođenje dodatnih bezbednosnih zahteva mogu značajno izmeniti logiku dinamičkog plana i produžiti trajanje kritičnih aktivnosti, uz organizacione i finansijske posledice. U radu je prikazana studija slučaja demontaže Starog savskog mosta u Beogradu, sa fokusom na vremenski uticaj zaštitnih mera zahtevanih od strane nadležnog centra za deminiranje i na izmenu metodologije demontaže glavnog raspona razvijenu radi ublažavanja tih efekata. Uvođenje zaštitnih mera u zoni rečnog korita predstavljalo je novo ograničenje izvođenja koje je uticalo na prvobitno planiranu sekvencu radova i zahtevalo izmenu metodologije izvođenja. Rezultati pokazuju da predložene mere skraćuju trajanje projekta za oko 100 dana, ali završetak projekta ostaje pomeren za oko 97 dana u odnosu na bazni program radova.

Ključne reči: vremenska mitigacija, mere ubrzanja, demontaža mosta, tehnologija izvođenja, neizvesnost uslova izvođenja

[1] Mostogradnja, Belgrade, Serbia
[2] Power China, Belgrade, Serbia
[3] ACC - Associated Construction Consultants LTD
[4] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Serbia
[5] ZHAW - Zurich University of Applied Sciences, Switzerland, petojevic.zorana@gmail.com

1. INTRODUCTION

The schedule performance of an infrastructure project does not depend only on the initially planned quantities, resources and construction methodology. In complex works, particularly in zones affected by water, limited working space and specific safety regimes, the project is exposed to events that may subsequently change the execution conditions. Such events do not act only as local disruptions of an individual activity; they may modify the assumed method of construction, the sequence of works and the project critical path. Their consequences are typically reflected in schedule disruption, prolongation of critical-path activities, and additional costs resulting from extended execution periods, resource remobilization, and changes in site organization.

The subject of this paper is the dismantling of the Old Sava Bridge in Belgrade, carried out within the project for the construction of a new bridge over the Sava River. In the case analysed, additional protective measures for works in the riverbed zone introduced a new safety and technological constraint for specific activities. Their introduction changed the conditions under which water-based works could be performed, including the organisation of floating equipment, access to work fronts, sequencing of preparatory and main activities and dependencies between temporary works, piles and the dismantling of the main span. As a result, the originally planned sequence could no longer provide an acceptable execution flow without a significant time extension, and it became necessary to modify both the dismantling methodology and the logic of the construction schedule.

The objective of the paper is not to examine contractual liability, but to analyse the mechanism of time mitigation: how uncertainty and new external requirements affect the construction schedule, why a change in methodology becomes necessary, how this change is translated into network logic and what time effect it can produce. The case demonstrates that substantial delay mitigation can be achieved only when technical feasibility, construction methodology and schedule logic are considered as an integrated system.

2. LITERATURE REVIEW

Time management in construction projects uses the Critical Path Method (CPM) as one of the principal tools for defining activity sequences, interdependencies and the activities that determine project completion [1]. In construction management literature, the schedule is not regarded merely as a calendar representation of works, but as a time model of the selected construction methodology, available resources and site organisation [2,3]. Therefore, the quality of a programme depends not only on activity durations, but also on whether the network logic reflects the actual method of execution, temporary works, spatial constraints and required control points.

In complex infrastructure projects, changed execution conditions may have a broader effect than the local extension of a single activity. Literature indicates that such events may alter the feasible work sequence, access to work fronts, the order of temporary works and the project critical path [2,4,5]. This is particularly relevant for works over water, where execution depends on floating equipment, temporary structures, navigation regimes, safety approvals and short operational windows. Under such conditions, a new external requirement may have a systemic schedule effect because it changes the assumptions on which the original programme was based.

Project acceleration is often considered through additional resources, extended working hours or reduced durations of individual activities. In complex works, however, this approach is not always sufficient or technically justified. Where constraints are related to the method of execution, site access, safety or temporary works, the actual acceleration potential more often results from a change in construction methodology, resequencing of activities and a different organisation of work packages [2,3,6]. In this sense, acceleration is not only a productivity issue, but also a question of whether the works can be organised according to an alternative and technically feasible logic.

It is particularly important to distinguish between nominal and technically grounded acceleration. Nominal acceleration can be shown in a programme by reducing durations or overlapping activities, but such a change has limited value if it is not supported by the method statement. Technically grounded acceleration requires that the alternative sequence is feasible in terms of structural behaviour, equipment, temporary works, access, safety, permits and quality control. In bridge dismantling and over-water works, each change in sequence must therefore be assessed together with structural stability, unloading stages, temporary support conditions and the handling of large elements.

The literature review therefore indicates three positions relevant to this paper. First, the construction schedule must be aligned with the actual method of execution. Second, changed external conditions may have a systemic impact on the critical path, particularly in water-based and constrained work zones. Third, effective time mitigation in complex infrastructure projects often requires a change in methodology and resequencing, not only the nominal shortening of activities.

3. CASE STUDY CONTEXT

The Old Sava Bridge was a riveted steel structure with seven spans and a total length of approximately 401.2 m (Figure). The span arrangement was 41.3 + 53.1 + 53.1 + 106.2 + 53.1 + 53.1 + 41.3 m, with the central span formed as a tied-arch system. The main load-bearing steel members were made of St52 steel, while secondary members were made of St37 steel.

This configuration directly influenced the dismantling methodology. The central span, existing hangers, tie member and secondary structure determined the possible zones of temporary support, the sequence of structural unloading, the cutting locations and the method for lowering and transporting dismantled elements. For this reason, the dismantling of the main span could not be considered merely as removal of steelwork, but as a controlled construction operation in which the stability of the structural system had to be maintained until its safe relocation or support on temporary structures.

During project execution, additional protective measures in the riverbed zone were introduced following investigations and instructions issued by the competent demining authority. The reason for their introduction was the risk associated with works in the riverbed, particularly during piling, removal of existing elements, operation of floating equipment and other activities that could disturb material in the riverbed. The measures concerned additional safeguarding of water-based work zones, organisation of water operations, protection of equipment and formation of protective zones before the start of specific activities. As a result, water-based works received a new safety and technological precondition.

The protective measures primarily affected the chain of water-based works preceding the construction of the new bridge elements: riverbed preparation, piling, implementation of protective measures, cofferdam works, pile caps and piers in the C3 and C4 zones. Since these activities are technologically interdependent, the additional safety preconditions did not remain a local intervention. They modified the available sequence of works and transferred the risk to subsequent stages, including temporary works and main-span dismantling.

Under these conditions, the time impact could not be mitigated only by increasing work intensity or shortening individual activities. After the side spans had already been dismantled, the key issue concerned the main span and the dependency of its dismantling on the completion of MACRS measures and the construction of launch beam elements in the river. The original sequence, based on transverse dragging of the main span onto launch beams in the river, no longer provided an acceptable execution flow. Consequently, a methodology for longitudinally moving the main span to the construction plateau was developed, including additional structural strengthening, modified support conditions and a different organisation of floating equipment.

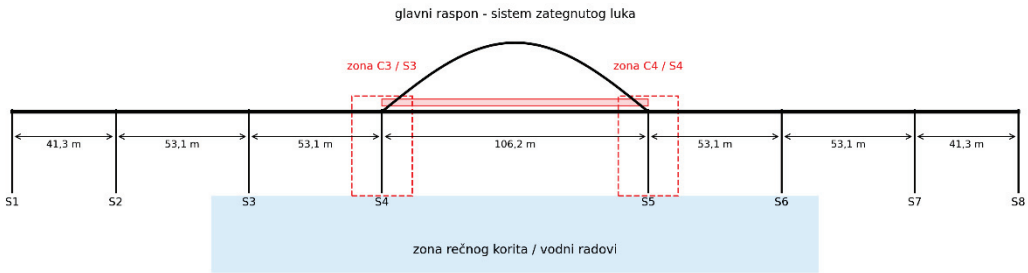


Figure 1: Layout of the Old Sava Bridge and water works zones relevant to the change in dismantling methodology

4. DISMANTLING METHODOLOGY AND TECHNICAL BASIS FOR ACCELERATION

The changed execution conditions described above required the acceleration to be treated not as a simple shift of dates or reduction of activity durations, but as a consequence of changed methodology. For works that depend on structural behaviour, temporary systems and water-based operations, any revised network logic must have a clear technical basis.

In the analysed case, the technical basis for acceleration was the modification of the main-span dismantling methodology. The originally planned methodology envisaged lowering and transporting the main span by barges, followed by transverse dragging onto two launch beams in the river. Supports on the pier footings, lowering of the main span and barge transport were therefore part of the initial concept. However, after dismantling of the side spans, when only the main span remained in the river, the MACRS measures for works on the launch beams in the river had not yet been fully defined. In addition, even after their definition, further time would have been required for implementation of these measures and for the construction of launch beam parts in the river.

For this reason, an alternative methodology was developed in which the main span was moved longitudinally to the construction plateau instead of being transversely dragged onto launch beams in the river. This sequence required the construction of a long shore-side concrete launch beam with a steel cantilever towards the river, as well as additional strengthening of the main span due to changed support positions during dragging. It also required an extended engagement and adaptation of floating equipment. In this sense, the methodological change was not a simple equipment substitution, but a change in the direction, support conditions and organisation of the main dismantling manoeuvre.

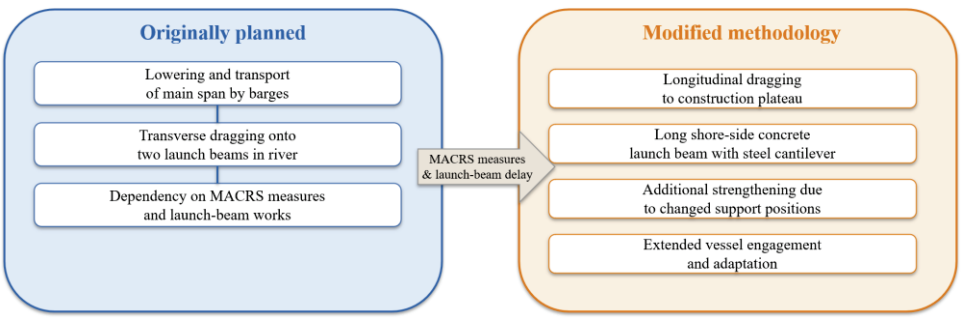


Figure 2: Modification of the main-span dismantling methodology: from transverse dragging onto launch beams in the river to longitudinal dragging onto the construction plateau

The essence of the change was that the main dismantling operation was redirected from transverse dragging over the launch beam system in the river to longitudinal dragging towards the construction plateau. This avoided waiting for the completion of conditions required for works on the launch beams in the river, including definition and implementation of MACRS measures. Although the originally planned transverse dragging was technically and technologically more favourable, the modified methodology enabled a time-admissible execution sequence to be formed (Figure).

The method statement also defines the division of the steel structure into dismantling units (Figure 1: Dismantling units of the steel structure according to the method statement [7]Figure 1). A total of thirteen units were defined, with dimensions and weights coordinated with the lifting capacity of cranes on land and on water, transport limitations and requirements for maintaining structural stability during cutting, lowering and relocation. The side spans were not the subject of the key methodological change, as their dismantling had initially been planned using floating equipment; the change concerned the main arch span [7].

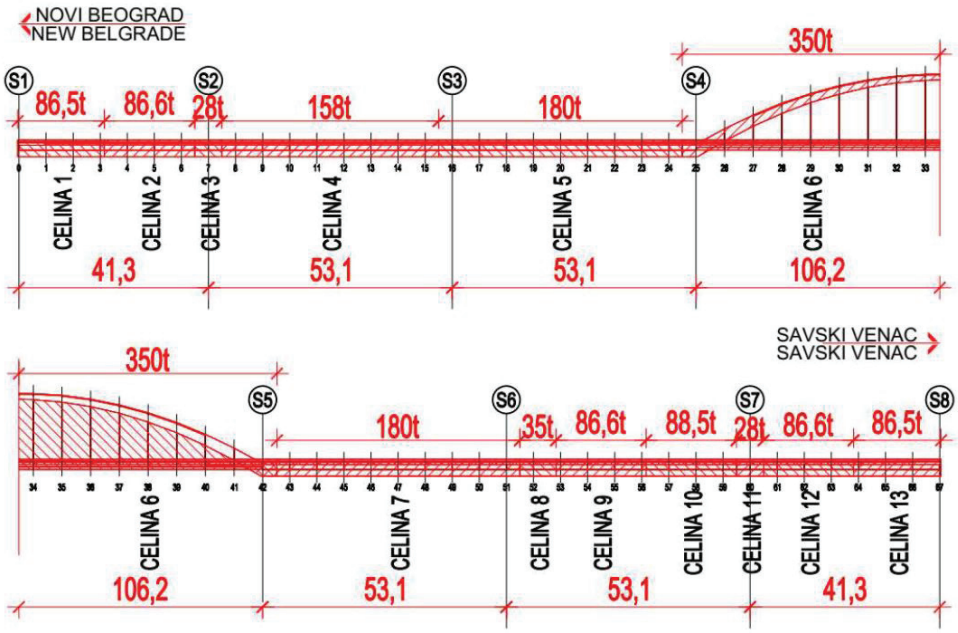


Figure 1: Dismantling units of the steel structure according to the method statement [7]

The conditions for water manoeuvres have particular planning relevance. The method statement defines functional tests of the climbing presses on barges, verification of water level, wind speed limitations, radio communication, barge anchoring, navigation regimes and required navigation closures. For dismantling of the arch part, full navigation closure of 48 hours was foreseen, while a 24-hour closure was foreseen for the approach steel structures. The safe execution of water manoeuvres was also limited to wind speeds up to 40 km/h [7]. This means that the main manoeuvre cannot be treated as a freely movable activity, but as a short operational window requiring completed preparation, approvals, equipment checks and navigation coordination.

The planning significance of the modified methodology is that it provides the technical basis for new network logic. Longitudinal dragging of the main span reduces dependency on the completion of launch beams in the river, additional strengthening enables changed support positions, and the division into dismantling units aligns work phases with equipment capacities (Figure 2).

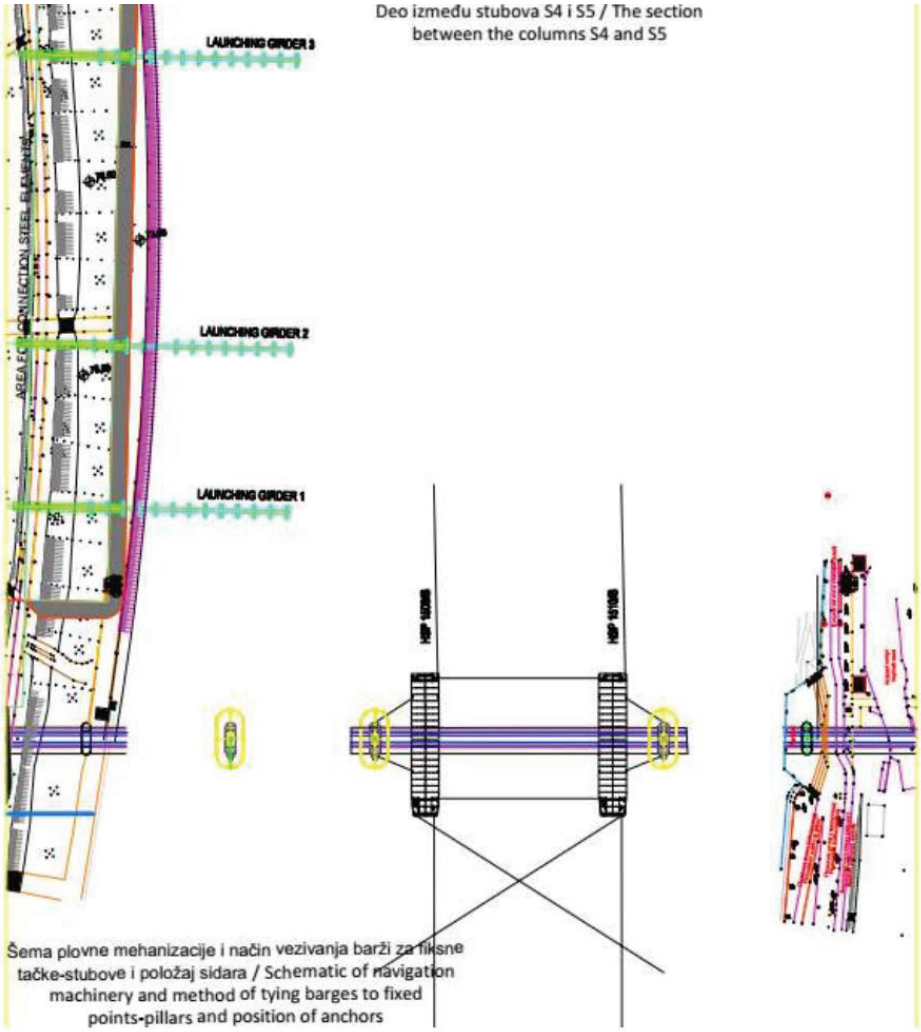


Figure 2: Extract from the method statement: navigation machinery, barge tying arrangement and anchor positions [7]

Based on this technical arrangement (**Error! Not a valid bookmark self-reference.**), a revised schedule can be formed in which acceleration results from methodology modification and resequencing, rather than only from nominal reduction of activity durations. This establishes the link between the technical solution for main-span dismantling and the time effect quantified by comparing the baseline and revised programmes.

Table 1: Technological elements of the methodology and their planning interpretation

Technological element	Planning interpretation
Originally planned transverse dragging onto launch beams in the river	Technically more favourable solution, but time-adverse due to waiting for MACRS measures and construction of launch beam parts in the river.
Longitudinal dragging of the main span to the construction plateau	Reduces the time dependency of main-span dismantling on launch beam works in the river.
Shore-side concrete launch beam with steel cantilever	Provides receiving and guiding support for longitudinal movement of the main span towards the construction plateau.
Additional strengthening of the main span	Enables changed support positions during dragging and control of the structural stress state.
Extended engagement and adaptation of floating equipment	Enables execution of the revised sequence of lowering, positioning and transporting the main span.
Dismantling units and operational windows	Aligns element weights with equipment capacities and requires preparation, approvals and checks to be completed before main manoeuvres.

5. TRANSLATION OF THE METHODOLOGY CHANGE INTO THE CONSTRUCTION SCHEDULE

The technical modification of the main-span dismantling methodology becomes relevant for project time only when it is translated into the construction programme. In this study, the schedule effect is assessed through three programme references: the baseline programme, the programme after the introduction of additional constraints, and the acceleration programme based on the modified main-span dismantling methodology. The key planning issue is therefore not the nominal shortening of activity durations, but the reduction of schedule dependency between the main-span dismantling operation and the completion of launch-beam works in the river.

In the programme after additional constraints, the main-span removal remained dependent on the river-based launch-beam arrangement. The originally planned methodology assumed lowering and transport of the main span by barges, followed by transverse dragging onto two launch beams in the river. After the protective measures were introduced, the launch-beam works in the river became time-critical because they required defined and implemented MACRS measures before they could proceed. This created a significant schedule constraint at the point where the side spans had already been dismantled and the remaining critical operation was the relocation of the main span.

The acceleration programme changes this dependency by adopting the modified main-span dismantling methodology. Instead of transversely dragging the main span onto launch beams in the river, the main span is longitudinally dragged to the construction plateau. This required a long shore-side concrete launch beam with a steel cantilever towards the river, additional strengthening of the main span due to changed support positions, and extended engagement and adaptation of floating equipment. The acceleration is therefore achieved by creating a technically feasible alternative route for the main-span relocation, rather than by simply compressing the duration of the original sequence.

In programme logic, this change replaces a delayed river-work dependency with a different set of predecessors: shore-side temporary works, strengthening of the existing steel structure, preparation of floating equipment, controlled lowering, and longitudinal dragging to the construction plateau. The main planning effect is that the removal of the main span is no longer governed to the same extent by the completion of the river-based launch-beam works. This allows the programme to recover part of the time lost due to the additional protective requirements.

From a construction management perspective, the acceleration should be interpreted as methodology-based schedule mitigation. It is not a purely mathematical overlap introduced in the network and it is not primarily a productivity increase. Its validity depends on whether the revised sequence can be supported by temporary works design, vessel availability, strengthening works, operational windows, navigation arrangements, survey control and safety approvals. Only when these technical preconditions are satisfied can the revised schedule logic be considered feasible and defensible.

The planning interpretation of the methodology modification is summarised in Table 2. The table shows how the original constrained sequence and the acceleration programme differ in terms of the main-span movement, dependency on river works, temporary works and overall planning effect.

Table 2: Planning logic before and after acceleration

Planning aspect	Programme after additional constraints	Acceleration programme based on the modified methodology
Main-span movement	Lowering and transport by barges, followed by transverse dragging onto two launch beams in the river.	Longitudinal dragging of the main span to the construction plateau.
Main schedule dependency	Completion of MACRS measures and launch-beam works in the river.	Reduced dependency on the delayed river-based launch-beam works.
Temporary works response	Reliance on the initially planned launch-beam arrangement in the river.	Long shore-side concrete launch beam with steel cantilever towards the river.
Structural and equipment requirements	Original support and dragging concept retained, subject to completion of river works.	Additional strengthening due to changed support positions and adapted use of floating equipment.
Planning effect	Later completion due to the constrained river-work sequence.	Earlier main-span relocation and partial recovery of the time impact.
Acceleration mechanism	No effective bypass of the delayed launch-beam dependency.	Methodology modification and resequencing of the main-span dismantling operation.

6. QUANTIFICATION OF THE SCHEDULE EFFECT

The time effect can be assessed by comparing three planned completion dates. The baseline programme planned project completion on 01.09.2027. After the introduction of additional constraints, the revised programme indicated completion on 16.03.2028, representing a shift of 197 calendar days compared with the baseline programme. The acceleration programme based on the modified main-span dismantling methodology indicated completion on 07.12.2027. The difference between the constrained programme and the acceleration programme is 100 calendar days. The accelerated programme therefore recovers part of the time impact, but it remains 97 calendar days later than the baseline completion (Figure 3), (Table 3).

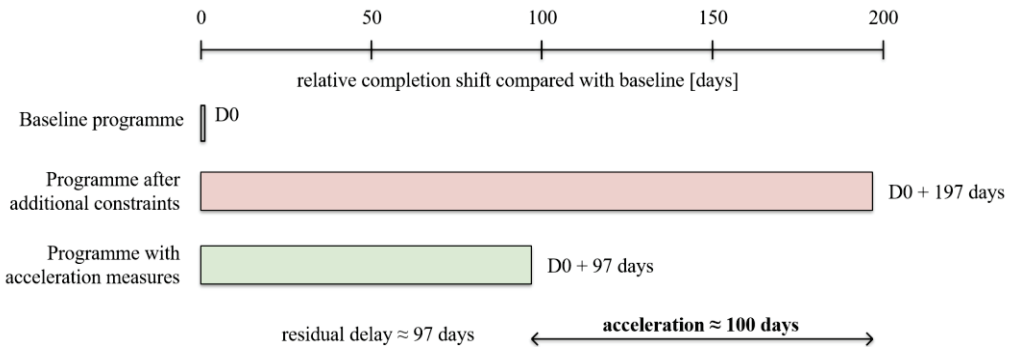


Figure 3: Relative effect of delay, acceleration and residual delay

Table 3: Quantification of the time effect of acceleration measures

Indicator	Value	Interpretation
Baseline project completion	**01.09.2027**	Reference completion date according to the baseline programme.
Completion of the programme after additional constraints	**16.03.2028**	Completion after introduction of additional constraints, without acceleration effect.
Total shift compared with the baseline programme	**197 days**	Difference between 01.09.2027 and 16.03.2028.
Completion of the acceleration programme	**07.12.2027**	Completion after methodology modification and resequencing.
Time saving achieved by acceleration	**100 days**	Difference between 16.03.2028 and 07.12.2027.
Residual delay compared with the baseline programme	**97 days**	Difference between 01.09.2027 and 07.12.2027.
Dominant mechanism of saving	Methodology modification and resequencing	The saving results from changed planning logic rather than a simple reduction of activity durations.

The quantification confirms that the proposed acceleration has the character of time mitigation: the time shift is reduced from 197 to 97 days, but it is not completely eliminated.

7. DISCUSSION AND CONCLUSION

The presented case study shows that external events and subsequently introduced requirements in infrastructure projects may have a broader impact than a local stoppage of a single activity. When a new requirement concerns safety of works in the riverbed zone, the consequences are transferred to technological assumptions, organisation of temporary works, activity sequencing and critical path logic. In such circumstances, project acceleration cannot be reliably based only on extended working hours, additional resources or nominal reduction of activity durations; it requires a change in the method of execution.

In the analysed case, the technical solution based on longitudinal dragging of the main span to the construction plateau, construction of a shore-side launch beam with steel cantilever, additional strengthening of the main span and adjusted use of floating equipment reduced the time dependency on completion of launch beams in the river and the MACRS measures preceding those works. From the planning perspective, the key effect was the ability to change the work sequence and organise part of the previously serial activities as a partially parallel flow.

The comparison between the constrained programme and the acceleration programme shows that the largest time effect is achieved by reducing the dependency of main-span dismantling on completion of the launch-beam works in the river. The modified methodology enabled the main span to be moved longitudinally to the construction plateau, instead of following the originally planned transverse dragging sequence onto launch beams in the river. Quantification shows that this methodology modification produced a significant but partial effect. The baseline project completion was 01.09.2027, the programme after additional constraints indicated completion on 16.03.2028, and the acceleration programme indicated completion on 07.12.2027. This represents a time saving of 100 days compared with the constrained programme, while the project remains approximately 97 days delayed relative to the baseline programme.

A key conclusion is that any schedule modification must be technically justified. The acceleration programme can be realistic only if temporary systems, floating equipment, working space in the riverbed, required approvals, navigation coordination and control points for safe execution are in place. Otherwise, resequencing remains only a planning change in the network without sufficiently demonstrated site feasibility. The principal contribution of the case is the connection between three levels: changed execution conditions, modified dismantling methodology and measurable schedule effect. The study shows that, in complex infrastructure projects, the time impact of uncertainty can be mitigated only if construction methodology and schedule logic are developed together. Such an approach allows acceleration measures to be not only represented in the programme, but also technically feasible and professionally defensible.

REFERENCES

[1] Kelley, J. E.; Walker, M. R. Critical-Path Planning and Scheduling. Proceedings of the Eastern Joint Computer Conference, 1959, pp. 160-173.

[2] The Chartered Institute of Building. Guide to Good Practice in the Management of Time in Complex Projects. Wiley-Blackwell, 2011.

[3] O'Brien, J. J.; Plotnick, F. L. CPM in Construction Management. 8th ed., McGraw-Hill Education, New York, 2015.

[4] Society of Construction Law. Delay and Disruption Protocol. 2nd ed., Society of Construction Law, 2017.

[5] AACE International. Recommended Practice No. 29R-03: Forensic Schedule Analysis. AACE International, 2011.

[6] AACE International. Recommended Practice No. 52R-06: Prospective Time Impact Analysis - As Applied in Construction. AACE International, 2017.

[7] Method Statement for Dismantling of Old Bridge Structure over the Water, project documentation, 2025.

E-45
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026044B

Ivana Bulajić[1], Aleksandar Savić[2]

STRENGTHENING AND WATERPROOFING SOLUTIONS FOR BELGRADE RAILWAY TUNNELS: CASE STUDY

Summary: Water ingress is a major cause of deterioration in underground tunnel structures, particularly in ageing railway systems. This study presents the proposed solution for the rehabilitation of the Belgrade underground railway tunnel system, emphasizing both waterproofing and structural improvement. The analysis is based on real geological, geotechnical, structural, and survey data, as well as field inspection findings on lining condition. Special attention is given to the application of fibre-reinforced shotcrete (FRS) as a combined solution for strengthening and reducing permeability. The proposed approach also includes adhesive waterproofing coatings and repair of cracks and leakages using injection materials. The results demonstrate improved watertightness and structural safety.

Keywords: fibre-reinforced shotcrete, tunnel rehabilitation, waterproofing, structural strengthening

OJAČANJE I HIDROIZOLACIJA ŽELEZNIČKIH TUNELA U BEOGRADU: STUDIJA SLUČAJA

Rezime: Prodor vode predstavlja jedan od glavnih uzroka degradacije podzemnih tunelskih konstrukcija, naročito kod starijih železničkih sistema. U radu je prikazano predloženo rešenje za sanaciju tunela u okviru beogradskog železničkog čvora, sa fokusom na unapređenje hidroizolacije i nosivosti konstrukcije. Analiza je zasnovana na realnim geološkim, geotehničkim i konstruktivnim podacima, kao i na rezultatima terenskih pregleda stanja tunelske obloge. Posebna pažnja posvećena je primeni mikroarmiranog mlaznog (tj. torkret) betona (SFRS) kao integrisanog rešenja za ojačanje i smanjenje vodopropustljivosti. Predloženi pristup uključuje i primenu hidroizolacionih premaza i injektiranje pukotina. Rezultati ukazuju na značajno poboljšanje vodonepropustljivosti i unapređenje stabilnosti konstrukcije.

Ključne reči: mikroarmirani mlazni beton, sanacija tunela, hidroizolacija, konstruktivno ojačanje

[1] Institute of Transportation CIP, Serbia, i.aleksov@gmail.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

Underground railway tunnels constructed using conventional methods with cast-in-place reinforced concrete linings are increasingly affected by long-term degradation. The most significant deterioration mechanisms include water ingress through joints and cracks, chemical attack from aggressive groundwater components, and mechanical ageing caused by traffic-induced cyclic loading and stress redistribution in the surrounding ground [1], [2], [3], [4].

Modern tunnel rehabilitation strategies rely on integrated systems that combine structural strengthening with advanced waterproofing. Fibre-reinforced shotcrete (FRS) has become a widely accepted solution due to its capacity to improve post-cracking behaviour, increase ductility, and effectively control crack propagation [1], [4], [5]. Concurrently, spray-applied waterproofing membranes represent an efficient method for mitigating water ingress and protecting the primary structure from long-term moisture exposure [6].

A representative example of this approach is the Gotthard Base Tunnel, along with tunnel systems on Japanese expressways such as the Tokai–Kanjo Expressway. In these projects, integrated composite systems consisting of a primary lining, waterproofing membranes, and fibre-reinforced shotcrete have been successfully implemented [7].

Numerical modelling of tunnel rehabilitation requires an accurate representation of both the construction history and the existing stress states. In this study, a staged excavation and construction approach is adopted to simulate the original tunnel construction process, followed by the subsequent deterioration and rehabilitation phases. The model specifically accounts for the removal of the degraded concrete layer and its replacement with a high-performance fibre-reinforced shotcrete lining.

2. CASE STUDY AND NUMERICAL MODELLING

The Belgrade railway junction is an operational railway system within the Belgrade rail network, formally developed from 1972 as part of a long-term transport infrastructure programme aimed at improving railway connectivity in the city [8]. The Belgrade underground railway network comprises several tunnels, including the “Dedinje” Tunnel, which consists of twin tubes with a horseshoe-shaped cross-section and was constructed in 1975 using conventional tunnelling methods with a cast-in-place concrete lining. The total length of these two tunnel tubes is approximately 6 km. Over its service life, the tunnel lining has exhibited signs of deterioration, primarily associated with water ingress and the degradation of joint injection materials, thereby indicating the necessity for rehabilitation interventions.

Numerical modelling was performed using PLAXIS 2D Advanced software based on a nonlinear finite element approach. The geotechnical parameters of the surrounding ground were derived from archival design documentation, while the soil behaviour was modelled using the Hardening Soil constitutive model. For the purposes of this study, archival design documentation [8], results of site investigation work, geodetic data, and laboratory testing of concrete cores were used.

During the site inspections, the “Dedinje” tunnels were thoroughly examined, revealing varying degrees of lining deterioration, which primarily depend on the specific geotechnical conditions of the surrounding environment. As illustrated in Figure 2, certain lining segments exhibit significant deterioration requiring intervention. Author’s field observations indicate that despite the structural integrity of the concrete, the lining is compromised by water ingress through expansion and segment joints. In areas with more pronounced leakage, alterations such as calcification and significant mineral deposits were observed.

A staged construction approach is used to simulate excavation, lining installation, degradation, and rehabilitation. The rehabilitation scenario includes removal of approximately 10 cm of deteriorated concrete and replacement with fibre-reinforced shotcrete.

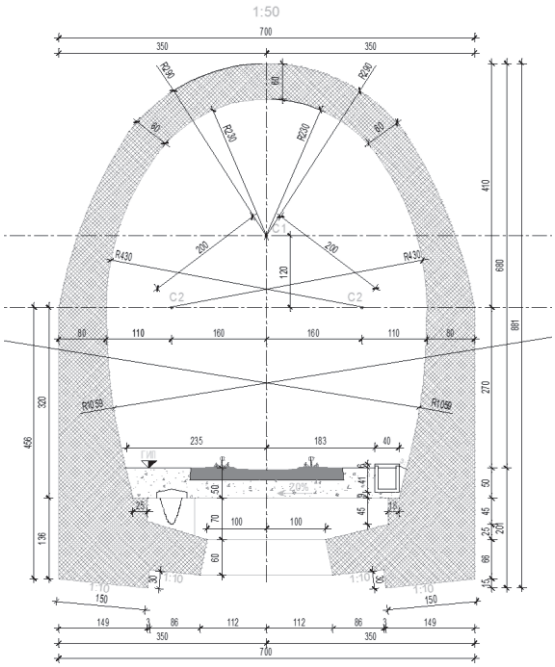


Figure 1: Typical cross-section according to the archival design project

Figure 2: Photographs of the tunnel lining (private archive)

3. STRENGTHENING STRATEGY USING FIBRE-REINFORCED SHOTCRETE

Steel fibre-reinforced shotcrete SFRS is introduced as a structural strengthening material aimed at improving the residual load-bearing capacity of the existing tunnel lining. The addition of steel or synthetic fibres enhances post-cracking behaviour by bridging microcracks and redistributing tensile stresses within the cementitious matrix [1], [2]. Different geometries of steel fibres for concrete and mortar reinforcement are shown on Figure 3 [9].

Unlike conventional reinforced concrete, where discrete steel bars provide primary tensile resistance, fibre reinforcement creates a quasi-homogeneous composite material in which stress transfer occurs at a microstructural level. This results in improved ductility and enhanced energy absorption capacity under both static and dynamic loading conditions [4].

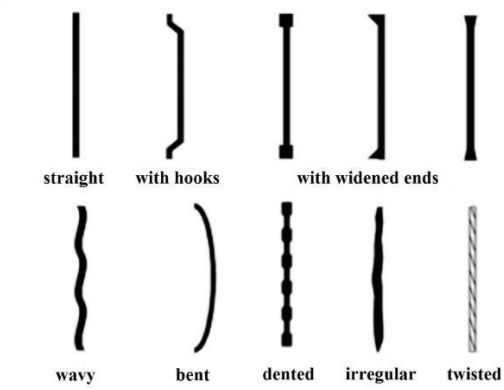


Figure 3: Different geometries of steel fibres

From a structural perspective, the application of fibre-reinforced shotcrete in tunnel linings leads to a reduction in crack width development and improved redistribution of internal forces. This is particularly important in existing tunnels where reinforcement is not easily accessible or where additional conventional reinforcement is not feasible. The effectiveness of fibre reinforcement has been extensively documented in both experimental and analytical studies, particularly in the context of tunnel engineering and shotcrete applications [5],[10],[11],[12]. In rehabilitation scenarios, its primary function is not to fully replace existing reinforcement but to enhance the overall composite behaviour of the lining system.

4. WATERPROOFING SYSTEMS AND WATER PROTECTION MEASURES

In addition to structural strengthening, waterproofing represents a critical component of tunnel rehabilitation. Water ingress not only accelerates material degradation but also contributes to loss of durability and serviceability of tunnel linings [16]. Field investigations identified water-related deterioration as the dominant damage mechanism, manifested through seepage, calcification, and progressive degradation of joint sealing systems. Based on the observed water intensity and structural anomalies, the tunnel lining degradation was classified into five distinct zones (Figure 2).

During the inspection of the left and right tubes of the “Dedinje” tunnel, these water-related issues were observed at construction and expansion joints, in some places extending over lengths of several hundred meters. Certain sections exhibited widespread intensive dripping across the lining surface, accompanied by heavy calcified encrustations. However, because no major structural instability was identified and the recorded clearance profiles showed no deformation, all observed damage is classified as local and non-structural. Crack-type damage does not compromise the stability of the lining, and within limestone geological sections these cracks remain generally dry. To precisely isolate the root causes and verify the exact origin of the water, detailed chemical analyses of seepage water and concrete core testing were performed.

Although severe leakage is present, geotechnical investigations did not confirm a permanent groundwater table, indicating that inflows primarily originate from infiltrated surface water migrating through the fractured rock mass. Due to this spatially variable water distribution, conventional drainage measures were considered insufficient, and a multi-stage waterproofing and sealing strategy was adopted.

Classification of tunnel lining degradation zones based on water ingress severity:
- Zone 1 – Negligible seepage (stable condition, no significant ingress)
- Zone 2 – Minor ingress (localized dampness along joints)
- Zone 3 – Intensive seepage (active leakage with calcification)
- Zone 4 – Critical condition (severe inflow, audible water flow, deposits)
- Zone 5 – Crack-induced damage (longitudinal cracks, non-structural)

In zones with active leakage (Zones 1–4), construction and segmental joints are treated using polyurethane (PU) injection. PU materials are selected due to their rapid reaction with water, high expansion capacity, and ability to seal active flow paths under pressure (approximately 1–4 bar). Injection is performed through packers installed at an angle of approximately 45° to the joint, using a staged and sequential injection protocol to ensure complete filling of voids behind the lining. Secondary injection using acrylic gel is subsequently applied within finer discontinuities to achieve long-term sealing and improved penetration of microcracks and pores.

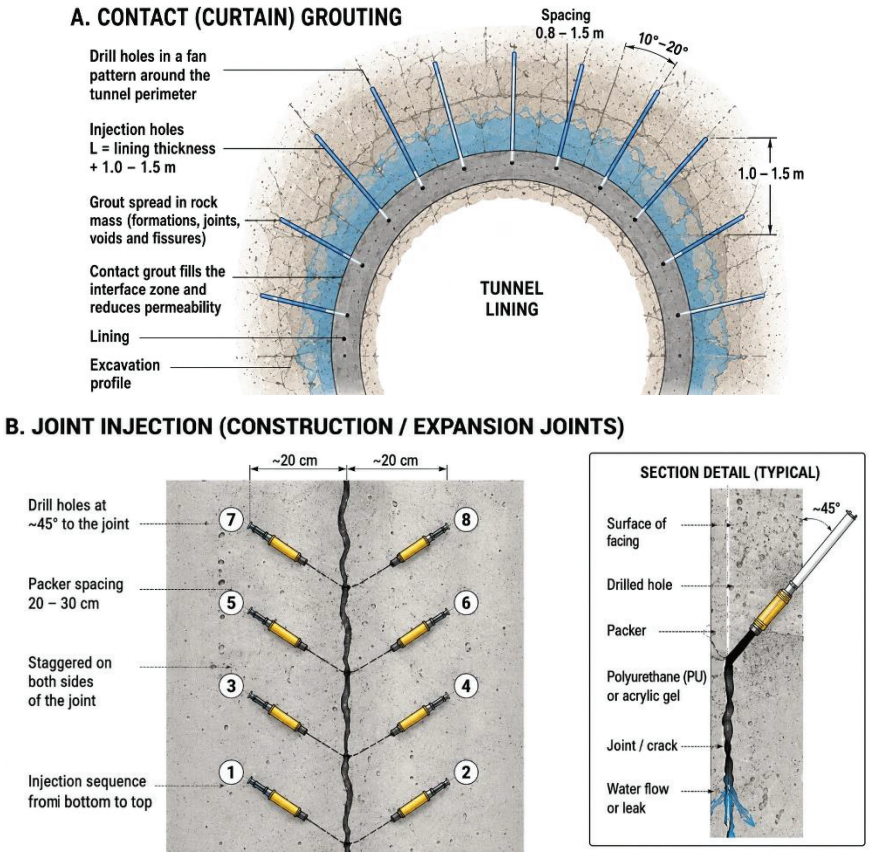


Figure 4: Schematic presentation of contact grouting and joint injection

The first step involves full-surface contact grouting at the lining–ground interface to reduce permeability and close preferential flow paths within the surrounding rock mass. The primary waterproofing system consists of a spray-applied, elastically bonded membrane applied to the prepared concrete substrate. The membrane is designed to be continuous, flexible, and capable of withstanding a negative water pressure of at least 5–6 bar, ensuring reliable performance under hydrostatic inflow conditions. Adhesion to the substrate exceeds 1 MPa, ensuring composite action with the concrete lining. Furthermore, the system is chemically resistant and durable under cyclic wetting, freeze–thaw exposure, and long-term moisture conditions.

Proper surface preparation includes removal of degraded concrete, cleaning of joints, and treatment of active leakage zones prior to membrane application.

The interaction between spray-applied waterproofing and fibre-reinforced shotcrete (FRS) is essential for long-term performance [6]. Proper adhesion and compatibility ensure that hydraulic pressures are not transferred directly to the structural lining, thereby reducing the risk of crack propagation and subsequent leakage development. Additional improvements in impermeability are achieved through mineral additives in the shotcrete, which enhance pore refinement and self-sealing through crystallization in the presence of moisture. Following membrane installation, a protective FRS layer prevents mechanical damage and microcracking, while anchor penetrations and local defects are sealed using targeted acrylic injection.

The combined system of contact grouting, PU and acrylic injection, sprayed waterproofing membrane, and protective shotcrete layer provides an integrated and durable solution for improving watertightness and long-term serviceability of the tunnel lining (Figure 4).

5. NUMERICAL RESULTS AND DISCUSSION

The geological profile used includes weak claystone and marl formations, which contribute to non-uniform loading conditions. Over time, the tunnel lining has been exposed to moisture ingress primarily due to deterioration of waterproofing systems and construction joints. The Laboratory testing of concrete cores indicates that compressive strength remains within acceptable limits, while durability-related degradation is more pronounced. Based on these observations, the proposed rehabilitation strategy includes removal of degraded concrete layers, application of fibre-reinforced shotcrete, installation of waterproofing systems, and use of mineral based materials. This integrated approach addresses both structural and hydraulic deficiencies of the existing tunnel system.

A key aspect of the numerical simulation (Figure 5) is the representation of the existing tunnel, which was constructed using a conventional sequential excavation method. Due to the historical construction process, the current stress state in the surrounding ground cannot be realistically reproduced without considering the full construction history of the structure. For this reason, a staged construction approach is adopted in the numerical model, allowing for the gradual development of stresses and deformations in the soil–structure system.

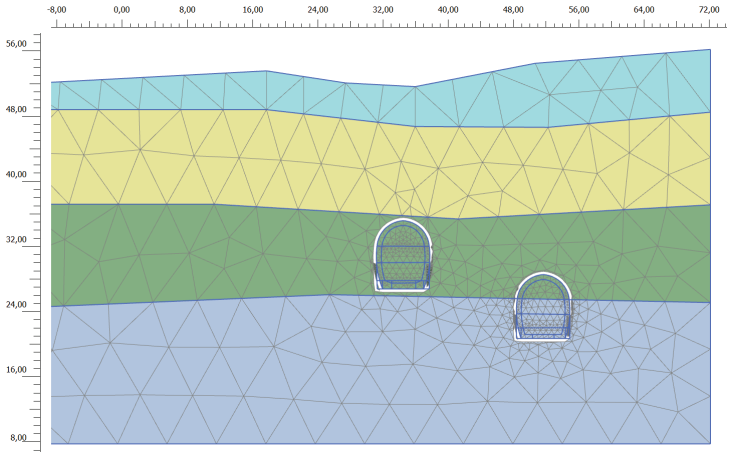


Figure 5: Numerical model in PLAXIS 2D

5.1. INPUT DATA AND NUMERICAL MODELLING STRATEGY

The numerical analysis focuses on a specific tunnel section selected for its complex geotechnical conditions, characterized by highly weathered claystone and marls at a depth of approximately 15 m. To ensure a realistic representation of the stress-strain state, staged modelling was employed using the Deconfinement (1–β) method [13]. This approach simulates the gradual stress relief during excavation, which is critical for capturing the arching effect across the following geological sequence:

- Q2I (Loess and Buried Soil): surface deposits primarily composed of silt-sized particles, modelled using the Hardening Soil constitutive model (E50,ref = 22 MPa),
- M3,2,GL (Marly Clays and Clayey Marls): stiff, low-compressibility Pannonian deposits that act as hydrogeological insulators, where water presence is restricted to fracture networks. These were simulated using the Hardening Soil model (E50,ref = 60 MPa and Eur,ref = 180 MPa),
- M3,1,KL (Marly Limestone Complex): an irregular, jointed alternation of karstified organogenic limestones and marls. Acting as a hydrogeological conductor, this formation is the primary source of groundwater ingress. It was represented using the Hoek-Brown criterion (GSI = 36, σ,ci = 20 MPa).

In order to capture the long-term interaction between the lining and the surrounding ground, a non-standard but recommended modelling approach is employed for the tunnel lining, in which the structural lining is represented using a material soil model Concrete. This approach enables a more realistic simulation of stress redistribution and deformation compatibility between the lining and the surrounding ground, particularly in cases where long-term degradation and reconstruction are considered.

The interface between the concrete lining and the surrounding rock mass is explicitly defined in the model to distinguish structural elements from geotechnical soil elements. The interface between these soil elements is introduced to control the transfer of shear stresses and to accurately represent possible slip and separation effects along the contact surface between the lining and the rock mass. Modelling of FRS layer is done in the same manner with appropriate concrete properties according to real laboratory tests [14].

Table 1: Material parameters for Concrete and fibre-reinforced shotcrete (PLAXIS 2D)

Parameter	Unit	Value	Fibre-reinforced shotcrete
Material model	–	Concrete	Concrete
Drainage type	–	Drained	Drained
γ (unit weight)	kN/m³	25.0	25.0
$E_{(28)}$ (Young's modulus)	kN/m²	30×10^6	36×10^6
$f_{(c,28)}$ (compressive strength)	kN/m²	25×10^3	48×10^3
ν (Poisson's ratio)	–	0.20	0.20
$f_{(t,28)}$ (tensile strength)	kN/m²	2.6×10^3	4.0×10^3
$G_{(c,28)}$ (compressive fracture energy)	kN/m	30.0	30.0
$G_{(t,28)}$ (tensile fracture energy)	kN/m	0.10	0.50
$\varphi_{(max)}$ (friction angle)	°	37.0	38.0
ψ (dilatancy angle)	°	4.0	0.7
γ_{fc} (strength factor)	–	1.0	1.0
γ_{ft} (tensile factor)	–	1.0	1.0
α_{duc} (ductility parameter)	–	20.0	0.6
R_{inter} (interface reduction factor)	–	0.80	0.95

Following the reconstruction of the initial stress state and construction phases, a subsequent modelling step is introduced in which a degraded portion of the existing concrete lining is removed. The structural response before and after this intervention is then compared in terms of stress redistribution and deformation behaviour, allowing for a direct evaluation of the

effectiveness of the proposed rehabilitation strategy. As a result, the volumetric forces are presented before and after the intervention and calculation of the needed reinforcement. Replacement of a portion of the lining with a 10 cm thick layer of fibre-reinforced shotcrete containing steel fibres, together with a re-evaluation of the required reinforcement based on the internal forces in the lining after the intervention, has shown that a redistribution of internal forces occurs, along with an improvement in the mechanical properties of the lining, thereby enabling the resistance of tensile stresses without the use of additional reinforcement.

Structural forces in volumetric elements - tunnel lining before rehabilitation:

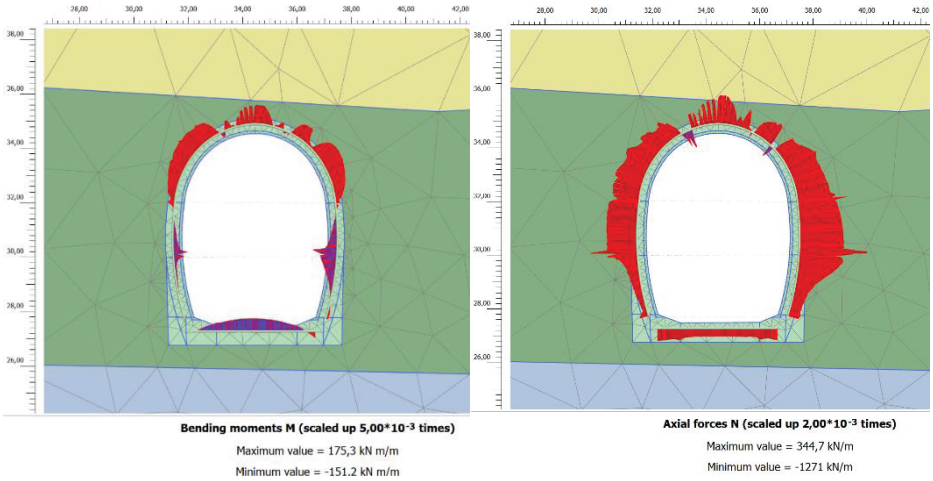


Figure 6 and 7: Structural forces in volumetric elements of the tunnel lining before rehabilitation: bending moments (left) and axial forces (right)

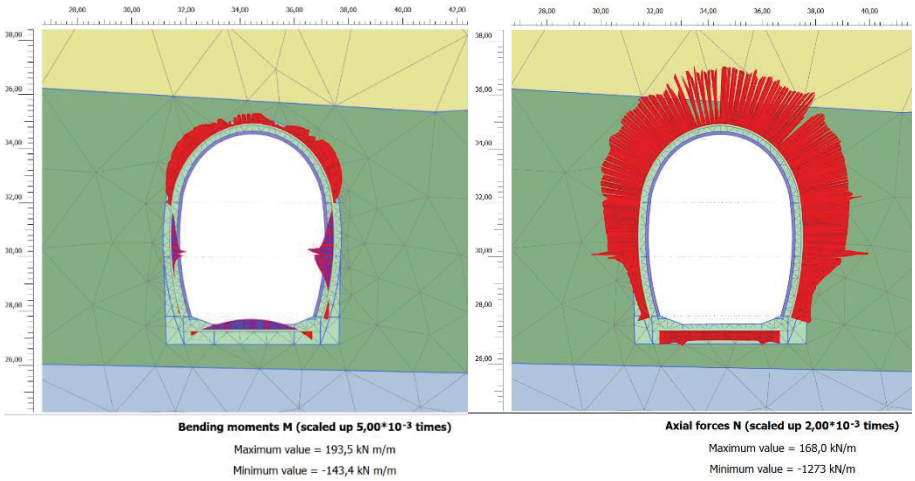


Figure 8 and 9: Structural forces in volumetric elements of the tunnel lining after rehabilitation: bending moments (left) and axial forces (right)

Figures 6 and 7 present the current condition of the tunnel lining in the section requiring significant rehabilitation. Based on site photographs taken by the author during inspection, the lining is found to be structurally stable; however, visible deterioration is present, primarily caused by water ingress through construction and expansion joints, particularly at segment interfaces. Structural forces in volumetric elements-tunnel lining after rehabilitation are shown in Figures 8 and 9.

In zones with increased leakage, calcification and pronounced mineral deposits are observed. Laboratory testing of concrete core samples obtained during geotechnical investigations indicates that the concrete remains in generally satisfactory condition, with compressive strength values ranging from 29 MPa to 45 MPa [15]. According to archival design documentation, the original specified concrete grade was MB20 [8].

Table 2 presents the maximum internal effects in the tunnel lining, including normal forces and bending moments before and after rehabilitation, together with the required reinforcement determined in accordance with Eurocode 2 (EC2).

In the structural components of the left tunnel tube the analysis covers the invert, sidewalls, and crown. The results indicate that after rehabilitation, a more favourable redistribution of internal forces is achieved in the invert and sidewall regions, while the crown section exhibits modified bending moment distribution due to the applied strengthening measures.

Variations in lining thickness (60–80 cm) observed in the sidewalls in both initial and rehabilitated states are attributed to construction tolerances and/or local degradation at the interface between the lining and the surrounding ground.

Table 2: Internal forces in tunnel lining before and after rehabilitation (design of required reinforcement determined in accordance with Eurocode 2 (EC2)

Structural element	N (kN)	M (kNm)	N_{ed} (kN) γ=1.35	M_{ed} (kNm) γ=1.35	Concrete class	Thickness	A_s (cm^2)
Invert	-683,0	-455,6	-992,0	- 615,0	C30/37	100 cm	1,98
Sidewall B	-1268,6	175,32	-1713,00	236,7	C30/37	60 cm 80 cm	0,00
Sidewall A	-1238,8	193,5	-1672,0	261,0	C30/37	60 cm 80 cm	0,00
Crown B	-460,0	-148,0	-621,00	-200	C30/37	45 cm 60 cm	4,64 1,17
Crown A	-1003	-143,00	-1354	-193,00	C30/37	45 cm 60 cm	0,00 0,00
Crown SL	-135,00	-0,39	-182	-0,53	C30/37	10 cm	0,00 0,00

Note: B – before the intervention, A – after the intervention, SL – shotcrete layer

6. CONCLUSIONS

The study demonstrates that the combined application of steel fibre-reinforced shotcrete (SFRS) and spray-applied waterproofing systems provides an effective rehabilitation strategy for existing railway tunnel linings.

Replacement of a 10 cm layer of the existing lining with SFRS results in stress redistribution and improved structural performance, enabling the system to resist tensile stress without the need for additional conventional reinforcement. Load-bearing capacity criteria are satisfied, with increased compressive forces and while bending moments remain approximately unchanged, leading to a more favorable stress state, particularly in the upper lining zone.

The integration of waterproofing systems significantly improves hydraulic performance by reducing water ingress and enhancing long-term durability. Mineral additives further contribute to impermeability through crystallization processes that reduce pore connectivity in the presence of moisture.

Overall, the combined use of SFRS and waterproofing systems represents a technically efficient and durable rehabilitation solution for ageing tunnel infrastructure, improving structural capacity, watertightness, and long-term service performance under combined mechanical and hydraulic loading conditions.

REFERENCES

[1] RILEM Technical Committee 162-TDF, "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Bending test (Recommendations)," Materials and Structures, vol. 33, pp. 3–5, 2000

[2] EFNARC, European Specification for Sprayed Concrete, European Federation of National Associations Representing for Concrete, Farnham, UK, 1996.

[3] ITA-AITES, Permanent Sprayed Concrete Linings (Report No. 24), International Tunnelling and Underground Space Association (ITAtech), Lausanne, Switzerland, 2020.

[4] X. Ren, Y. Zhang, and H. Li, "Steel fibre reinforced concrete: a review," Construction and Building Materials, vol. 410, 2024.

[5] J. A. O. Barros, H. Costelha, D. Bento, B. Esmail, "A multidisciplinary engineering-based approach for tunnel strengthening with fibre reinforced shotcrete technology," Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 147, 2024.

[6] S. Sivakanthan, P. Ferreira, P. Wright, and D. Wimpenny, "Waterproofing sprayed concrete linings – existing methods and potential developments," in Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress (WTC 2020) and General Assembly Kuala Lumpur, Malaysia, 11-17, 2020.

[7] Sika Schweiz AG, Gotthard Base Tunnel – Construction and Waterproofing Systems, Technical Case Study / Publication, Zurich, Switzerland, 2016.

[8] ZJŽ Belgrade, "Main Project of the Belgrade Railway Junction – Passenger Traffic Sector V," Institute for Design ZJŽ, Belgrade, Serbia, 1977.

[9] A. Savić, M. Škondrić, "Savremeni materijali u građevinarstvu", Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Akademska misao, Beograd, 2025, ISBN 978-86-6200-053-8

[10] N. Barton, R. Lien, and J. Lunde, "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support," Rock Mechanics, vol. 6, no. 4, pp. 189–236, 1974.

[11] JICA (Japan International Cooperation Agency), Guidelines for Design of Road Tunnel, Tokyo, Japan, 2018.

[12] JSCE (Japan Society of Civil Engineers), Recommendations for Design and Construction of High-Performance Fibre Reinforced Cement Composites (HPFRCC), Tokyo, Japan, 2008.

[13] Bentley Systems, PLAXIS 2D Reference Manual, Bentley Systems, 2023.

[14] D. Lj. Jevtić, D. M. Zakić, and A. R. Savić, "Basic physical-mechanical properties of steel fibre reinforced self-compacting concrete," in Proc. 42nd Int. Oct. Conf. Mining and Metallurgy, Kladovo, Serbia, 2010.

[15] IMS Institute, "Laboratory testing of tunnel lining concrete samples," IMS Institute, Belgrade, Serbia, 2025

[16] Gannett Fleming, Inc., "Development of Guidelines for Rehabilitation of Existing Highway and Rail Transit Tunnels," Prepared for AASHTO Technical Committee for Tunnels (T-20), Camp Hill, PA, USA, 2010.

E-46
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026078V

Marija Vitanova[1], Goran Jekic[2]

APPLICATION OF THE JAPANESE JBDPA METHODOLOGY FOR THE SEISMIC ASSESSMENT OF EXISTING RC BUILDINGS

Summary: The seismic performance of existing reinforced concrete (RC) buildings is a critical concern, especially for structures designed prior to the implementation of modern seismic design provisions. This paper presents the Japanese JBDPA Standard (2001) as a comprehensive framework for the seismic assessment of existing RC buildings. The methodology employs a three-level screening procedure to calculate the Seismic Index of Structure, which is subsequently compared with the required Seismic Demand Index to evaluate structural safety. The assessment incorporates member strength, ductility, structural irregularities, and time-related deterioration effects. Particular attention is given to the calculation of the principal evaluation indices and the criteria used for seismic safety judgment.

Keywords: JBDPA method, seismic evaluation, RC buildings, ductility index, seismic vulnerability

PRIMENA JAPANSKE JBDPA METODOLOGIJE ZA SEIZMIČKU PROCENU POSTOJEĆIH AB ZGRADA

Rezime: Seizmičke performanse postojećih armirano-betonskih (AB) zgrada predstavljaju značajan izazov, naročito za objekte projektovane pre uvođenja savremenih propisa za seizmičko projektovanje. U ovom radu predstavljen je japanski standard JBDPA kao sveobuhvatan okvir za seizmičku procenu postojećih AB zgrada. Metodologija se zasniva na trostepenom postupku skrininga za izračunavanje Seizmičkog indeksa konstrukcije (I_s), koji se zatim poredi sa zahtevanim Seizmičkim indeksom dejstva radi ocene seizmičke sigurnosti konstrukcije. Procena obuhvata nosivost elemenata, duktilnost, konstruktivne nepravilnosti i efekte degradacije usled starenja. Posebna pažnja posvećena je proračunu osnovnih evaluacionih indeksa i kriterijumima koji se koriste za donošenje ocene o seizmičkoj sigurnosti objekta.

Ključne reči: JBDPA metod, seizmička evaluacija, AB zgrade, indeks duktilnosti, seizmička ranjivost

[1] Ss. Cyril end Methodius University in Skopje, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS), marijaj@iziis.ukim.edu.mk
[2] Ss. Cyril end Methodius University in Skopje, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS)

1. INTRODUCTION

The seismic performance of existing reinforced concrete (RC) buildings remains a major concern in earthquake-prone regions, particularly for structures designed and constructed prior to the implementation of modern seismic design provisions [1]. Many such buildings exhibit low ductility, insufficient detailing for seismic resistance, and aging-related deterioration. These older RC buildings display structural features that make them particularly susceptible to damage, such as insufficient transverse reinforcement in critical areas and weak confinement at beam-column joints. A significant portion of this building stock was designed without capacity design principles to enforce a hierarchy of structural failure, often resulting in brittle column or joint failures before ductile elements can yield.

In Japan, the unexpected damage observed in school buildings during the 1968 earthquake served as a specific catalyst for developing more robust evaluation methodologies. To address these challenges, the Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) published the Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (2001) [2], which stands out as a comprehensive, empirically calibrated, and performance-based framework. This standard was developed in parallel with the 1981 revision of the Japanese Building Standard Law to identify and prioritize the existing building stock for rehabilitation or reconstruction. The methodology is designed to "screen out" the majority of safe buildings efficiently, allowing more detailed and sophisticated procedures to be utilized only when specific problems are detected.

The JBDPA methodology involves a multi-tier assessment that quantifies structural risks via empirical indices representing structural configuration, member classification (shear vs. flexure control), and axial load ratios [2]. These indices systematically evaluate structural configuration, column axial load ratios, and deficiencies in transverse reinforcement. This rapid screening approach is particularly relevant for managing large-scale building stocks where manual, detailed nonlinear analysis for every structure is not feasible. By calculating a structural seismic index and comparing it to site-specific demands, engineers can prioritize retrofit strategies that effectively address local vulnerabilities, such as the "short column" effect often caused by partial-height masonry or RC infill walls.

2. DESCRIPTION OF THE JBDPA ASSESSMENT METHODOLOGY

The JBDPA Standard (2001) defines a hierarchical, three-level screening framework for the seismic evaluation of reinforced concrete buildings (Fig. 1). While the basic concept of calculating a structural seismic index (*I*s) is common across all levels, the complexity and reliability of the results increase with each tier. The methodology is designed to efficiently "screen out" safe buildings at lower levels, reserving more sophisticated analysis for structures identified as potentially vulnerable.

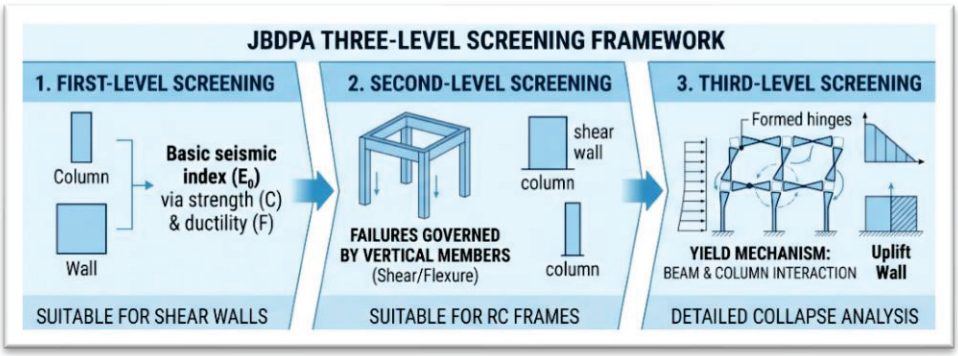


Figure 1: JBDPA Methodology: simplified framework for seismic assessment

2.1. FIRST-LEVEL SCREENING PROCEDURE

The first-level screening is the most simplified and conservative approach, suitable for structures with a high density of shear walls [3]. The assessment is primarily based on the cross-sectional shear capacity of vertical structural elements, calculated using the dimensions of columns and walls and the compressive strength of the concrete. Vertical members are classified into three simplified categories: columns ($h_0/D > 2$), extremely short columns ($h_0/D \leq 2$), and walls**.** The basic seismic index (E_0) is derived from approximate strength indices (C) and ductility indices (F), where the strength is estimated via average shear stress capacity modified by a concrete strength factor (β_c) [2].

2.2. SECOND-LEVEL SCREENING PROCEDURE

The second-level screening provides a more detailed evaluation and is the most commonly applied level for typical RC frames with or without walls. The fundamental assumption at this level is that the beams are sufficiently strong and rigid, meaning that the failure of the structure is governed by the capacity of the vertical load-resisting members. Members are classified into five failure modes based on the comparison between their ultimate flexural strength (Q_{mu}) and ultimate shear strength (Q_{su}): shear wall, flexural wall, shear column, flexural column, and extremely brittle column. This level also incorporates the effect of axial load ratios on column ductility and accounts for the redistribution of internal forces following the brittle failure of critical elements, known as "second-class primary elements".

2.3. THIRD-LEVEL SCREENING PROCEDURE

The third-level screening is the most refined assessment, explicitly considering the contribution and capacity of the beams in addition to the vertical members. This procedure models the actual yield mechanism of the frame by evaluating whether hinges form in the beams or the columns using a nodal moment distribution method or virtual work analysis. The member classification is expanded to eight categories, including failure modes such as columns governed by flexural beams, columns governed by shear beams, and uplift walls. Unlike the lower levels, the third-level screening evaluates earthquake-induced axial force variations in columns, providing a high-fidelity representation of the structure's ultimate state and collapse mechanism.

Table 1 presents a comparison of the three JBDPA screening levels, highlighting their primary focus, underlying assumptions, and level of reliability.

Table 1: Comparison of JBDPA Screening Levels

Level	Primary Focus	Assumptions	Reliability
First	Cross-sectional area	Walls and columns only; simple shear stresses	Low (Conservative)
Second	Vertical member capacity	Rigid beams; vertical members govern failure	Moderate
Third	Yield mechanism	Explicit beam and column capacity; nodal hinges	High

3. DETAILED CALCULATION OF THE SEISMIC INDEX (*I*s)

The fundamental goal of the JBDPA methodology is to quantify the seismic performance of a building through a relative numerical value known as the **Seismic Index of Structure** (I_s) [4]. This index evaluates the seismic safety margin of a structure at each story level and in each principal horizontal direction [2]. It is derived by evaluating the building's inherent capacity based on strength and ductility, which is then modified by indices representing the structure's geometric

configuration and its physical condition over time. The seismic index of the structure is calculated using the following fundamental equation:

$$I_s = E_0 \cdot S_d \cdot T \quad (1)$$

where

- $\boldsymbol{E_0}$ is the **basic structural seismic index**, representing the inherent seismic performance as a function of the strength index (C) and the ductility index (F),
- $\boldsymbol{S_d}$ is the **irregularity index**, which modifies the basic performance by quantifying the effects of structural complexity and stiffness unbalance,
- $\boldsymbol{T}$ is the **time index**, a factor accounting for structural aging, deterioration, and visible defects.

While $\boldsymbol{E_0}$ represents the core capacity of the building, the $\boldsymbol{S_d}$ and $\boldsymbol{T}$ indices function as reduction factors, typically ranging from 0.4 to 1.0 and 0.5 to 1.0, respectively. This framework ensures that even a structure with high inherent strength and ductility is penalized if it exhibits significant torsional irregularities or physical degradation. The building is judged as seismically safe if the calculated I_s value exceeds the required seismic demand index (I_{so}) defined for the specific site.

The practical implementation of the JBDPA methodology follows a structured five-step calculation workflow to ensure a comprehensive assessment of the building's seismic performance:

1. **Classification of vertical members:** Individual columns and walls are categorized based on their primary failure mode. For the second-level screening, this is determined by comparing the ultimate flexural capacity (Q_{mu}) and shear capacity (Q_{su}) to identify if an element is flexure-controlled or shear-controlled.
2. **Assignment of Ductility Index (*F*):** Based on the identified failure mode and structural detailing—such as axial load ratios and stirrup spacing—each member is assigned an -index representing its deformation capacity.
3. **Calculation of Strength Index (*C*):** The lateral strength of each member group is calculated as a story shear coefficient, relating its ultimate capacity to the total seismic weight of the story.
4. **Synthesis of the Basic Index (E_0):** The index is computed by integrating the and indices of various member groups. This step accounts for the interaction and compatibility between elements with different failure modes (e.g., brittle vs. ductile).
5. **Final Index Correction (S_d and *T*):** The inherent capacity () is finally modified by indices representing structural regularity and the building's physical state (aging and deterioration) to determine the final Structural Seismic Index ()."

3.1. BASIC STRUCTURAL SEISMIC INDEX (E_0)

The basic seismic index of structure E_0 evaluates the fundamental seismic capacity based on the ultimate strength and ductility of the members. It is generally expressed as the product of the Strength Index (C) and the Ductility Index (F), where the Strength Index (C) represents the story shear coefficient, calculated as the lateral load-carrying capacity divided by the total weight supported by that story. The Ductility Index (F) quantifies the deformation capacity of vertical members, with values typically ranging from 0.8 for extremely brittle short columns to 3.2 for highly ductile flexural columns.

$$E_0 = (\,criteria\ of\ strength\,) \times (\,criteria\ of\ ductility\,) \quad (2)$$

It is important to note that the precision of C and F indices depends on the selected screening level. In the **first-level screening**, the Strength Index (C) is calculated conservatively based on the average shear stress and the total cross-sectional area of walls and columns, while the Ductility Index (F) is typically assigned fixed values. Conversely, in the **second and third-level screenings**, the evaluation becomes more rigorous; the Strength Index (C) is determined based

on the **ultimate lateral load-carrying capacity** of each member, and the Ductility Index (F) is evaluated through a detailed classification of failure modes, accounting for the actual ductility factor and axial load ratios.

3.2. IRREGULARITY INDEX (S_d)

The irregularity index (S_d) modifies the index by quantifying the effects of structural complexity and stiffness unbalance. It accounts for several parameters:

- Regularity in plan: Evaluates aspect ratios and the presence of narrow parts or expansion joints;
- Elevation balance: Considers "soft stories" and the uniformity of story heights;
- Torsional effects: Accounts for the distance between the center of mass and the center of rigidity. The index typically ranges from 0.4 to 1.0, where 1.0 represents a perfectly regular structure.

3.3. TIME INDEX (T)

The time index evaluates the impact of structural defects and physical aging on seismic resistance. This index is determined through site inspections that categorize the severity and range of specific deterioration markers.

- Structural cracking: Visible inclined or shear cracks in columns, walls, and beams;
- Deflection: Noticeable sagging of slabs or beams that may affect structural or non-structural functions;
- Aging: Deterioration caused by environmental factors, such as concrete carbonation or the corrosion of reinforcing bars. The index typically ranges from 0.5 to 1.0, allowing for a maximum reduction of 50% in the estimated seismic capacity for heavily deteriorated buildings.

3.4. SEISMIC DEMAND INDEX OF STRUCTURE (I_{so})

To judge the seismic safety of a building, the calculated structural seismic index (I_s) must be compared to the **Seismic Demand Index (I_{so})**. This index represents the standard level of seismic performance required for a structure to be considered safe against the earthquake hazard at its specific site. It is calculated as follows:

$$I_{so} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \tag{3}$$

where:

- E_s is the **Basic Seismic Demand Index**, assigned a value of **0.8 for the first-level screening** and **0.6 for the second and third-level screening**,
- Z is the **Zone Index**, accounting for the expected seismic activity of the region,
- G is the **Ground Index**, which modifies the demand based on local soil conditions and surface geology,
- U is the **Usage Index**, reflecting the importance of the building (e.g., higher for hospitals or schools).

A building is judged to possess sufficient seismic safety if is satisfied for every story and in both directions.

4. JUDGMENT ON SEISMIC SAFETY

The final stage of the JBDPA methodology is the judgment on seismic safety, which involves a comprehensive assessment based on the indices calculated in the previous steps. This process differentiates between the numerical evaluation of the building's capacity and the qualitative decision regarding its safety for continued occupancy.

Seismic safety is judged by comparing the calculated **Seismic Index of Structure (I_s)** with the **Seismic Demand Index (I_{so})**. According to the standard, the safety of a structure is satisfied if the following condition is met for every story and in each principal horizontal direction:

$$I_s \geq I_{so} \tag{4}$$

If this condition is satisfied, the building is classified as **"Safe"**, meaning it possesses the seismic capacity required against the expected earthquake motions. If the calculated I_s is less than I_{so}, the building is classified as **seismically deficient** and requires further investigation or retrofit measures.

In the second and third-level screenings, even if the building satisfies the $I_s \geq I_{so}$ condition, an additional safety check is required to ensure the structure has a minimum "residual" story strength and to avoid fatal damage due to brittle failure. This check involves the **Ultimate Cumulative Strength Index (C_{TU})** and the **Irregularity Index (S_d)**:

$$C_{TU} \cdot S_d \geq 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U \tag{5}$$

This criterion ensures that the building possesses at least a minimum base shear coefficient (typically 0.3) regardless of its ductility level. Failing this check implies that the structure might rely too heavily on high ductility without sufficient inherent strength, which could lead to unfavorable residual deformations during a major seismic event [5].

5. CASE STUDY: SEISMIC EVALUATION OF A TYPICAL RC BUILDING

To illustrate the practical application of the JBDPA methodology, a representative reinforced concrete building was selected as a case study. The evaluation focuses on identifying the structural seismic index (I_s) and determining the building's safety margin against defined seismic demands. The subject of this study is a six-story reinforced concrete office building with a regular frame layout.

Figure 2 (left) illustrates the structural layout and the identification of critical members for the first floor, while Figure 2 (right) presents the 3D model of the structure.

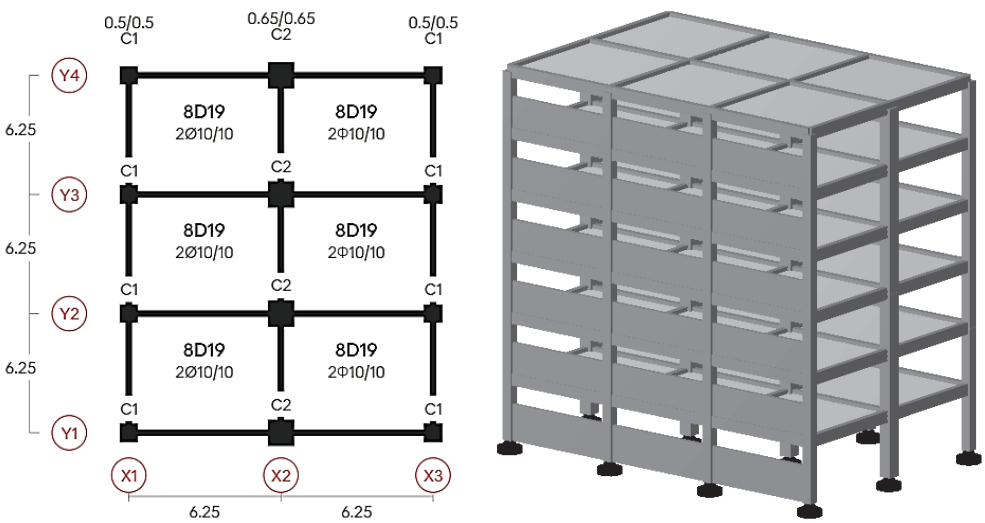


Figure 2: Structural layout and identification of vertical members (C1 and C2) for the first story (left), and 3D model (right)

The typical floor height is 3.25 meters, subdivided into 1.25 meters for the spandrel walls, 1.25 meters for the clear column height, and 0.625 meters for the beams. The structural system consists of a regular frame with spans of 6.25 meters in both principal horizontal directions (X and Y). The material properties, reflecting typical construction practices of the target era, are as follows:

- Concrete: Compressive strength of 18 N/mm^2.
- Reinforcement: Main longitudinal bars with a yield strength of 394 N/mm^2 and shear stirrups with 344 N/mm^2.
- Loading: The uniform floor weight is estimated at 12.5 kN/m^2.
- Columns: Two types of columns are evaluated: C1 (0.5×0.5 m) and C2 (0.65×0.65 m), both reinforced with eight longitudinal bars.

Seismic performance was assessed using the **second-level screening procedure** in the longitudinal direction.

The evaluation process involved calculating the axial forces, determining the ultimate strength (Q_{mu} and Q_{su}) for member classification, and deriving the Strength (C) and Ductility (F) indices for each vertical element. A critical finding in the evaluation was the impact of partial-height reinforced concrete parapets, which created a **"short column" effect** by restraining the deformation of the columns. Furthermore, the analysis identified that the columns in specific frames (X1) could not safely redistribute their axial loads upon failure, leading to their classification as **"second-class primary elements".** This classification necessitated a significant reduction in the adopted ductility level (F<1.0).

The final calculated seismic indices for the first floor are summarized as follows:

- Structural Seismic Index (I_s): 0.241
- Seismic Demand Index (I_{so}): 0.600

Based on the comparison between the calculated and required indices ($I_s < I_{so}$), the building in its original configuration does not satisfy the seismic safety requirements. The results indicate a significant deficiency in lateral resistance and ductility, primarily governed by the brittle behavior of the short columns and the high axial load ratios. This outcome confirms that the structure requires significant retrofitting or detailing modifications, such as the structural separation of parapet walls, to meet modern safety standards.

6. CONCLUSION

The application of the Japanese JBDPA Standard (2001) for the seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings provides a robust and quantitatively rigorous framework for assessing structural vulnerability. This study demonstrates that the methodology's multi-tiered screening approach is highly effective for identifying critical structural deficiencies in building stocks designed prior to modern seismic regulations, such as the pre-1981 codes in both Japan and the Balkan region. This effectiveness is further validated through comparative studies between the JBDPA methodology and established local methods, such as those developed by IZIIS [1]. Key technical findings from the implementation of this methodology include:

- **Sensitivity to Local Vulnerabilities:** The JBDPA method, specifically through the calculation of the seismic index (I_s), accurately captures the negative impact of **short columns** and **torsional irregularities**. The empirical modifiers for ductility (F) and structural configuration (S_d) ensure that buildings with brittle failure modes are appropriately penalized.
- **Critical Member Identification:** The **concept** of **"Second-Class Primary Elements"** is a vital feature of the Japanese standard. It allows engineers to identify vertical members whose shear failure could lead to a total collapse, making it a superior tool for safety judgments compared to simplified area-based methods.
- **Strategic Retrofitting:** The **methodology** does not only identify risk but directly supports retrofit prioritization. Results indicate that simple architectural detailing, such as creating

seismic slits to eliminate the short-column effect, can significantly enhance a building's seismic index without the need for cost-prohibitive structural overhauls.

Regarding the regional applicability, the JBDPA methodology shows great potential for implementation across the Balkan region. The building stock in this area shares similar vulnerabilities with older Japanese structures, particularly those designed before the 1981 seismic code revisions.

This methodology is recommended as a standardized rapid screening tool for urban-scale seismic risk assessments. It provides a practical and cost-effective way for municipal authorities to identify and prioritize 'at-risk' reinforced concrete buildings within a large building stock. Furthermore, when calibrated with local site conditions (Ground Index *G*) and compared with established local methods such as those by IZIIS, it can become a cornerstone for national strategies for seismic retrofitting and disaster mitigation.

REFERENCES

[1] Vitanova M., Jekic G., Nakamura A., Sakashita M., Watanabe H., Zlateski A., Sendova V., Apostolska R., Zurovski A., Capragoski G., Delova E. Comparative Application of Japanese and IZIIS' Seismic Evaluation Methods for Existing RC Buildings. Proceedings of the 18th ECEE – European Conference on Earthquake Engineering, Berlin, Germany, September 14–18, 2026.

[2] Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA); Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings, Tokyo, Japan, 2001.

[3] Mori M., Kusunoki K., Maida Y., Yeow T.Z. Building capacity curve estimation for damage evaluation using Japanese seismic evaluation results. Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering (18WCEE), Milan, Italy, 2024.

[4] Nakano Y., Maeda M., Kuramoto H., Murakami M.; Guideline for Post-Earthquake Damage Evaluation and Rehabilitation of RC Buildings in Japan, 13th WCEE, 2004.

[5] Faiz Sulthan A. A., et al.; Seismic evaluation of existing building structure using ASCE 41-17 and JBDPA standard, E3S Web of Conferences, 2023.

E-47
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026007M

Goran Milutinović[1,2], Rade Hajdin[2,3]

ACCOMPANYING TRAFFIC LOAD MODEL FOR OVERWEIGHT VEHICLES IN REPUBLIC OF SERBIA

Summary: Every vehicle with gross vehicle weight (GVW) exceeding the legal limit in Serbia must obtain special permit from the local authorities before operating on public roads. This paper focuses on overweight vehicles exceeding legal limits and operate on normal speed, without restrictions on the presence of other vehicles. Its objective is to determine, in a probabilistic manner the appropriate load model for traffic accompanying these overweight vehicles on a bridge, using B-WIM measurements performed in Serbia. The accompanying traffic is treated as a random variable, with a probabilistic analysis which considers (1) the specific span configuration of the bridge and (2) the bridge type, i.e. with full and limited transverse load distribution. Sensitivity factors for the accompanying traffic, and then adjustment factor for the accompanying traffic load model, based on Eurocode Load Model 1, has been calculated.

Keywords: accompanying traffic, traffic load, existing structures, overweight vehicles

MODEL PRATEĆEG SAOBRAĆAJNOG OPTEREĆENJA ZA VOZILA VANREDNOG PREVOZA U REPUBLICI SRBIJI

Rezime: Svako vozilo sa bruto težinom vozila koje prekoračuje propisana ograničenja u Srbiji mora da pribavi specijalnu dozvolu nadležnih organa i predstavlja vanredni saobraćaj. Ovaj rad se fokusira na slučaj vanrednog saobraćaja kada vozilo sa prekoračenjem bruto težine vozila saobraća normalnom brzinom i bez restrikcija za prisustvo ostalih vozila. Cilj je da se odredi, na probabilistički način, odgovarajući model pratećeg saobraćajnog opterećenja za vozila vanrednog prevoza, koristeći B-WIM merenja u Srbiji. Prateći saobraćaj je tretiran kao slučajna promenljiva, sa probabilističkom analizom, uzimajući u obzir (1) konfiguraciju raspona mosta, i (2) tip mosta, tj. sa i bez poprečne raspodele saobraćajnog opterećenja. Koeficijenti osetljivosti, a zatim koeficijenti podešavanja, za model saobraćajnog opterećenja iz Evrokoda LM1, su sračunati.

Ključne reči: prateći saobraćaj; saobraćajno opterećenje; postojeće konstrukcije; vanredni transport

[1] DB Inženjering, Belgrade, Serbia, gormilutin@gmail.com
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Serbia
[3] Infrastructure Management Consultants (IMC) GmbH, Switzerland

1. INTRODUCTION

Every vehicle with gross vehicle weight (GVW) exceeding the legal limit (44 tons in Serbia [1]) must obtain a special permit from the local authorities before operating on public roads. A wide range of permit types exists for overweight vehicles across different jurisdictions, for example, permits allowing normal or reduced travel speed, or authorizations specifying whether other vehicles may access a bridge simultaneously with the overweight vehicle. This paper focuses on heavy vehicles that exceed legal load limits but operate at normal speed and without restrictions regarding the presence of other vehicles. Its objective is to determine, in a probabilistic manner, the appropriate traffic load model to accompany such overweight vehicle on bridges in Serbia. There are many kinds of special transports, with probably three main types of overweight vehicles that can be recognized [2], [3] [4]:

1. Mobile crane trucks – These vehicles exist in a limited number of models on the market, produced by only a handful of manufacturers. They have fixed wheelbases, and well defined axle weight characteristics typically distributing their weight relatively evenly across all axles;
2. Tractor-trailer combinations – Consisting of tractor unit and a semi-trailer, these vehicles exhibit much greater variability in axle spacing and axle-load distribution; and
3. Low loaders – Specialized heavy-haul vehicle with very low deck height allowing transport of tall cargo. These vehicles may have adjustable trailers, and are difficult to identify by wheelbase lengths or weight.

There are also route-specific permit types for overweight vehicles, as well as permits for overweight vehicle carrying specific goods, important for the economy of a region. However, in general, axle weights and axle spacings of heavy vehicles with special permits are random variables. Further, traffic that may accompany these overweight heavy vehicles is also random, with regards to the number of accompanying vehicles simultaneously present on the bridge with overweight heavy vehicle, their position on the bridge (in the same or adjacent lanes), as well as the axle weight and axle spacing characteristics of the accompanying vehicles.

2. CURRENT STATE-OF-THE-PRACTICE

Permit regulations vary from region to region, with numerous studies done throughout the world [5] [6]. As an example, in Switzerland, the load model for the accompanying traffic is based on Eurocode Load Model 1 (LM1) [7]. However, the Tandem System 1 (TS1, i.e. two axles in the first lane) is replaced by overweight vehicles, and uniformly distributed load (UDL) beneath it is omitted (Figure 1). The adjustment factors for this accompanying traffic, are currently the same one used for evaluation of existing structures according to the SIA 269 [8] for regular traffic load model, being in the range between 0.7 and 0.4, depending on the type of the loading (TS or UDL) and the associated lane. These adjustment factors are therefore not estimated in the same manner as the ones in [8], which are derived by probabilistic analysis. In order to verify or adapt these adjustment factors for accompanying load model, a probabilistic analysis needs to be performed by separating the load effects of overweight vehicle from the accompanying traffic. This is performed in a recent study [3], by assuming a deterministic overweight vehicle, and the effect of the accompanying traffic was modelled as random variable. This means that the uncertainty of traffic load effect is solely attributed to accompanying load. Based on the recommendation in [8] the sensitivity factor for leading action can be assumed as 0.7 if no FORM analysis is performed. Given that the overweight vehicles are assumed as deterministic the sensitivity factor of 0.7 apply solely to accompanying traffic. However, the assumption of deterministic overweight vehicles can be questioned as their weight vary significantly and the frequency of their occurrence needs to be considered. By modelling the overweight vehicles probabilistically, the sensitivity factor of 0.7 can be split in one for

overweight vehicles and one for accompanying traffic leading to the sensitivity factor for the accompanying traffic smaller then 0.7.

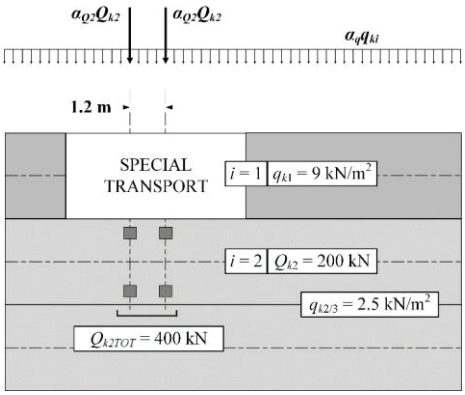


Figure 1: FEDRO load model for accompanying traffic in Switzerland [9]

According to Eurocode [7], Load Model No. 3 (LM3) is defined as a set of standardized vehicles intended to cover the effects of special convoys. These standardized vehicles are defined in Annex A (informative) to EN 1991-2; they are not intended to represent real vehicles, and for a national application it may be necessary to take into account also specific overweight vehicles that are not covered by this annex. These standardized vehicles characteristics are the result of a synthesis of permit arrangements of actual national codes. Load model LM3 is considered only where specified by the owner or operator. Lanes and the remaining area of the bridge deck that are not occupied by the LM3, should be loaded by Load Model 1 with its frequent values. In these cases, accompanying traffic is not modelled in a probabilistic way as a random variable, which is the focus of the approach presented in this paper. The full traffic (FT) load on the bridge can be seen, as a sum of two random variables – leading heavy vehicle (HV) and the accompanying traffic (AT)[10].

3. STRUCTURAL ANALYSIS

Main statistical sample for this study are B-WIM measurements performed by Public Enterprise "Putevi Srbije" in 2020 on 17 locations in Serbia, in duration of 14 days each [11]. As a part of the automated procedure, all vehicles recorded in the WIM database are analysed on each of 26 synthetic bridges (i.e. structural systems) representing the bridge inventory, together with any other vehicle present on the bridge at the same time. This constitutes the dataset used for this study. The set of synthetic bridges is specified to encompass the range of structures commonly encountered in practice. It includes simple-span beams and two-span continuous beams with spans ranging from 5m to up to 80m, resulting in a total of 26 distinct span configurations:

- One span (5, 10, 15, …, 45, 50, 60, 70, 80; 13 bridge total);
- Two equal continuous spans (2x5, 2x10, 2x15, …, 2x45, 2x50, 2x60, 2x70, 2x80; 13 bridges total).

Dynamic amplification factor (DAF) should be taken as 1.0, as recommended in the literature for evaluation of existing structures [4]. Regarding the transverse load distribution, two different types of bridges are considered:

- No transverse load distribution – represents bridges such as concrete box girder bridge, where loads from different lanes are assumed repositioned above centroidal axis of the girder. In other words, the stresses resulting from load eccentricity are assumed to be negligibly small;

- With transverse load distribution – represents multi girder bridges, where live load is not uniformly spread among the girders. Transverse distribution factors are computed using the so-called rigid method, (see [12] and [13]), which assumes bridge cross-section deflects and rotates as a rigid body. Distribution factors for different lanes can be computed, specifying the contribution of one girder, for the generic bridge cross section, shown in Figure 2.

Influence lines, as well as the moment and shear envelopes were computed for each of vehicle loading event in the WIM dataset and for each of 26 bridges configurations, using both transverse load distribution assumptions described above. Comparable structural analysis of a representative bridge set (i.e. structural systems) loaded by vehicles detected by WIM measurements, is performed in [5] [14] for heavy loads with permits in Indiana, U.S.A., and in [15], [16] for Serbia. The load model for accompanying traffic in Serbia is assumed to be the same as the one from SIA (Figure 1).

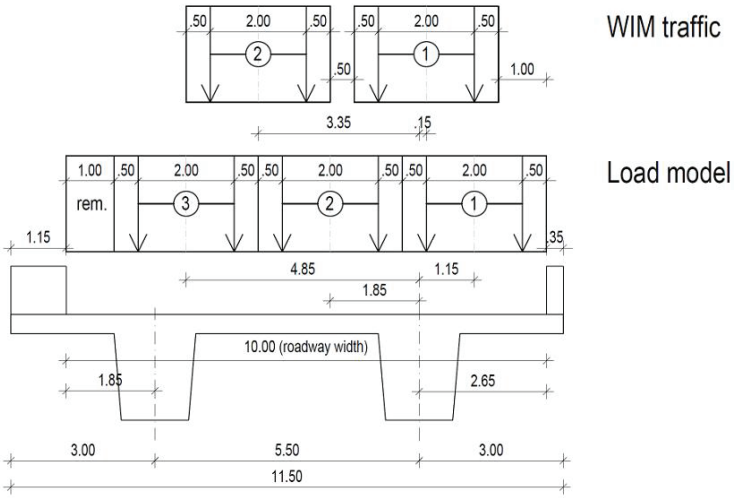


Figure 2: Generic bridge cross section with transverse load distribution analysis

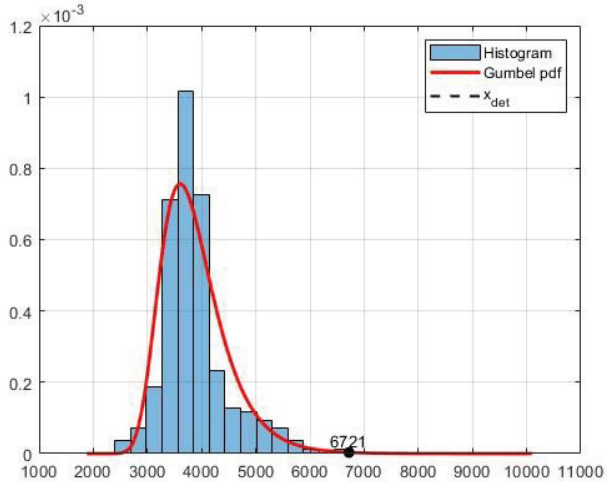


Figure 3: FT histogram for 35m-simple-span-midspan moment and Gumbel pdf (without transverse load distribution)

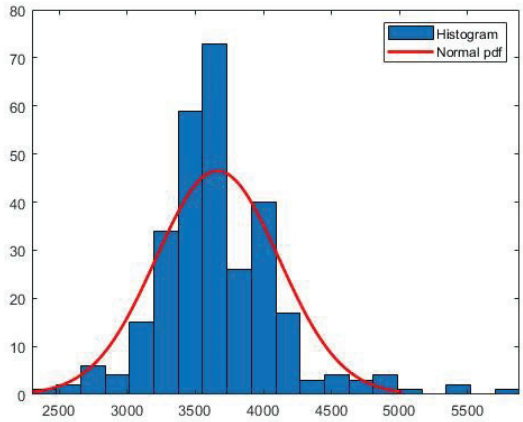


Figure 4: HV histograms for 35m-simple-span-midspan moment and normal pdf (without transverse load distribution)

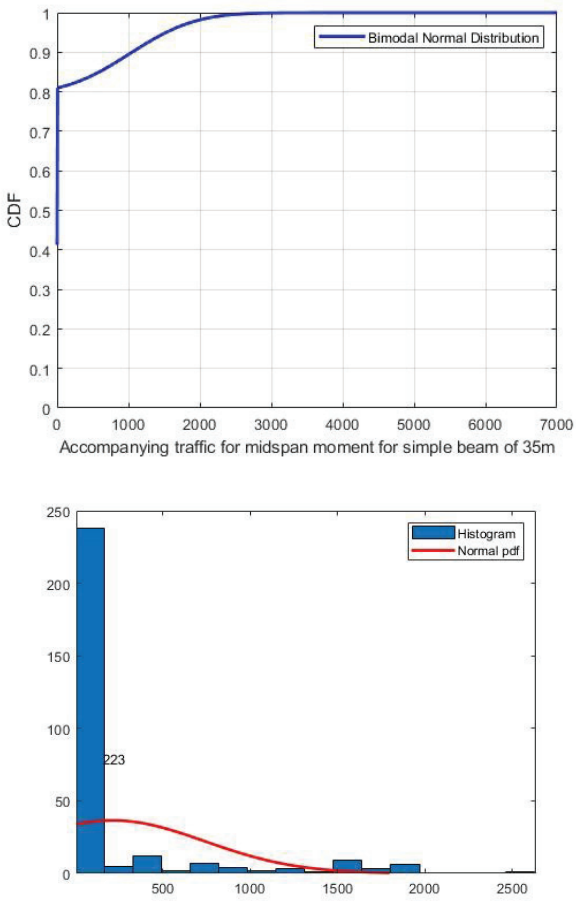


Figure 5: AT histogram and CDF for 35m-simple-span-midspan moment (without transverse load distribution)

4. PROBABILISTIC STUDY OF ACCOMPANYING TRAFFIC AS RANDOM VARIABLE

The central premise of this approach is that the full traffic on the bridge can be seen as a sum of two connected traffic flows – leading heavy vehicle and the accompanying traffic. The computation presented here is based on the direct analysis of WIM dataset and depend on both, the bridge span and the type of the bridge (i.e. with and without transverse load distribution). For each vehicle from WIM dataset exceeding 44 tons, the structural analysis, defined above, can be performed in two ways: (a) considering heavy vehicle (HV) alone, without any accompanying vehicle present on the bridge, and (b) considering the full "loading event", consisting of the heavy vehicle together with all other vehicles simultaneously present on the bridge. Accompanying traffic load effect is then obtained simply as the difference between these two load cases. By analysing only vehicles heavier than 450kN, overweight heavy vehicles are extracted from the entire WIM dataset. These analyses create a dataset of loading effects from WIM loading events, that can be further processed to calculate design values. For full loading events (consisting of both, HV and AT), extreme values are determined, for 78 different load effects (i.e. significant points – moments and shears on bridge configurations mentioned above). Each load effect of these 128 extreme values loading events are then separated into two parts: the part created by the heavy vehicle itself, and in the part created by the accompanying traffic. A key parameter in this study is the selection of the reliability index target value, which is typically determined by the bridge owners. For new structures, the reliability index is generally set at a relatively high level to ensure a low probability of failure, whereas for existing structure lower reliability index may be acceptable, leading to reduced partial safety factors. Increasing the reliability index for existing structures is significantly more costly than reaching the same reliability index in new construction [17], [18], [19]. Since the present analysis concerns traffic loading on existing bridges, an appropriate reliability level must be selected in this context. For illustration purposes, a reliability index of 4.2 is suggested here, corresponding to the value used in SIA 269.

The sensitivity factor, α, combined with the reliability index, β, can be used to find the value of the design point and its probability of exceedance:

$$PF = 1 - \Phi(\alpha * \beta) \quad (1)$$

The probabilistic study was performed according to the following steps:

1. Determining the value xdet based on extremes of the full loading events (including both, heavy vehicle and accompanying traffic). The reliability index can be set to 4.2, the sensitivity factor for traffic load to 0.707, and resistance sensitivity factor to 0.707 with the deterministic dead load. For the effect of traffic, the Gumbel distribution is assumed and using Equation 8, design value xdet is determined;
2. The limit state function (Equation 1) is used to quantify the contribution of (a) heavy vehicle, and (b) accompanying traffic simultaneously present on the bridge in the same or adjacent lane. Using FORM analysis, sensitivity factors for AT can be calculated for each of the above mentioned 78 load effects. Distribution parameters for HV and AT are derived from the corresponding values obtained from extremes loading events. HV was modelled using normal distribution and AT was modelled using bimodal normal distribution (by which null events, i.e. cases with no accompanying traffic on the bridge with heavy vehicle, are taken into account properly). Sensitivity factors for AT based on this limit state function should be multiplied additionally with 0.707, since the resistance is not included as the random variable in the limit state function (Equation 1);
3. Once the sensitivity factors for AT (αAT) are computed for each of the 78 load effects, characteristic value of AT was obtained as the value corresponding to the probability of failure associated with αAT and a reliability index of 4.2 using Equation 8. The resulting characteristic value is then divided by the design value of LM1 model for the accompanying traffic shown in Figure 1 (including partial load factor of 1.35 used in

Serbia, for example) to obtain the adjustment factor for AT. This procedure is applied to all 78 load effects.

Bimodal distribution is not widely used in the literature for modelling structural engineering applications [20], [21]. In this case, however, bimodal distribution for accompanying traffic is suggested due to large number of null events (i.e. load cases with no accompanying traffic present on the bridge with heavy vehicle). It can be noted that bimodal distribution results in CDF curve being shifted up by an amount equal to the amount of null events.

5. PROBABILISTIC STUDY OF ACCOMPANYING TRAFFIC FOR SERBIA

The above described analysis has been performed using Serbian WIM data. The full traffic (FT), accompanying traffic (AT) and heavy vehicle (HV) histograms are shown in Figures 3 to 5 and Figure 6 to 8, for the cases without and with transverse distribution, respectively, for 35m-simple-span-midspan moment. The adjustment factors for the accompanying traffic load model, across various spans, are presented in Figure 9 and Figure 10, for the cases without and with transverse distribution, respectively.

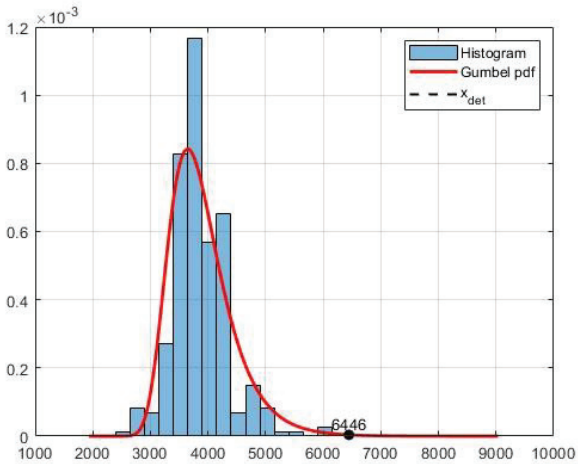


Figure 6: FT histogram for 35m-simple-span-midspan moment and Gumbel pdf (with transverse load distribution)

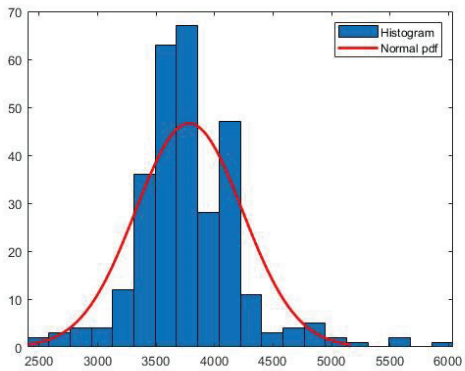


Figure 7: HV histograms for 35m-simple-span-midspan moment and normal pdf (with transverse load distribution)

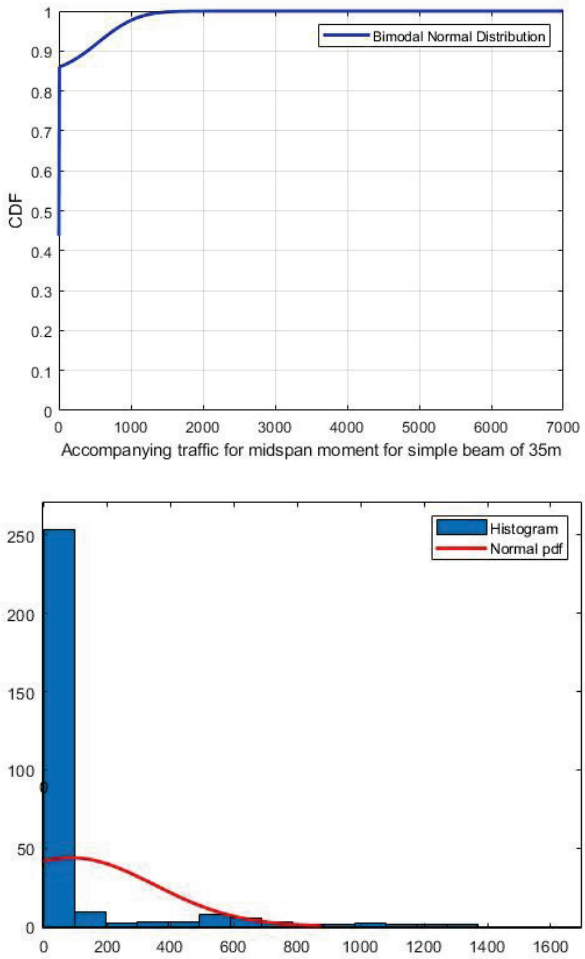


Figure 8: AT histograms and CDF for 35m-simple-span-midspan moment (with transverse load distribution)

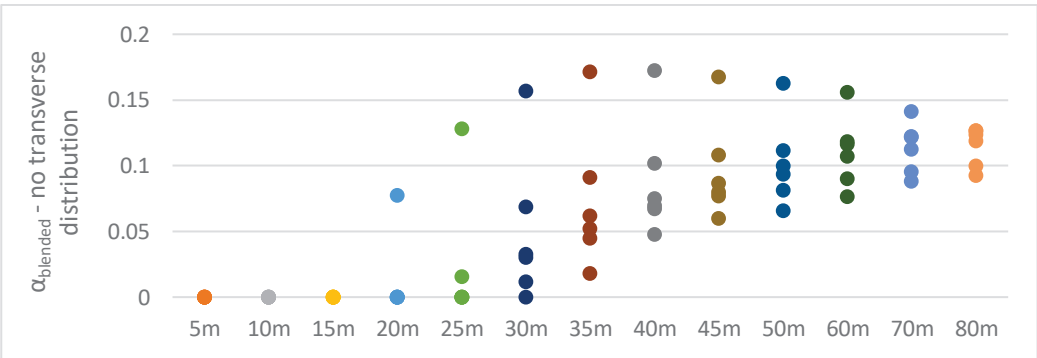


Figure 9: "Blended" adjustment factors for different spans (without transverse load distribution)

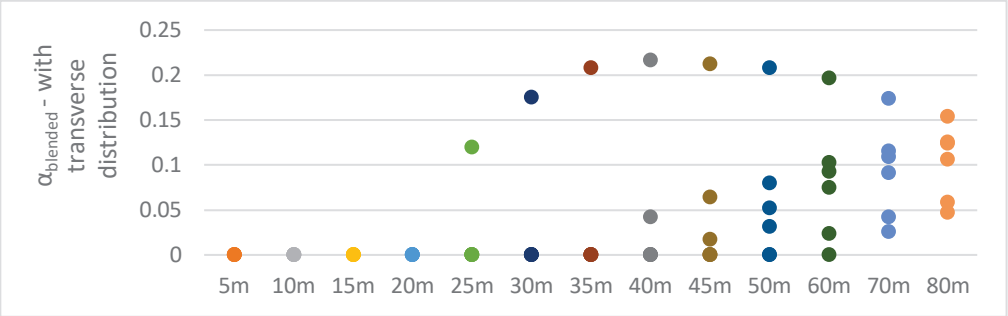


Figure 10: "Blended" adjustment factors for different spans (with transverse load distribution)

It can be concluded, based on Figures 9 and 10, that "blended" adjustment factor for the accompanying traffic in Serbia can be set to 0.25.

6. CONCLUSION

In current practice, load model for accompanying traffic is without sound scientific justification. In this paper, the effect of accompanying traffic is modelled as a random variable, with a suggested probabilistic analysis involving (1) a range of representative span configurations and (2) the bridge type, i.e. with and without transverse load distribution. Sensitivity factors for the accompanying traffic, and subsequently the adjustment factor for the accompanying traffic load model were computed for 78 different load effects across span lengths ranging from 5 m to 80 m. The resulting sensitivity factors is computed less than 0.7, for both cases, with and without transverse load distribution. Using the results shown in this paper, bridge owners in Serbia (i.e. Public Enterprise "Putevi Srbije") can evaluate permits for overweight vehicles under unrestricted traffic conditions by performing structural analyses that combine the specific axle configuration of the overweight heavy vehicle with an accompanying-traffic load model multiplied with the adjustment factor equal to 0.25, calibrated using the presented approach.

REFERENCES

[1] "Permissible Maximum Weights of Lorries in Europe." International Transport Forum, 2022. [Online]. Available: https://www.itf-oecd.org/sites/default/files/docs/weights-2021_0.pdf

[2] Z. Despot and R. Hajdin, "TRUCK Bridge Rating Software," in Eighth Transportation Research Board Conference on Bridge Management, Denver, Colorado, 1999.

[3] "Memorandum - Revision of ASTRA 82001," Updating the load model for existing bridge structures-Subject:Investigation into αQ2 for the KUBA-ST model using direct WIM Method (VBWIM), 2022.

[4] M. Sjaarda, L. Mathevet, and A. Nussbaumer, "Revision of Astra 82001 Updating the load model for existing road bridges," 2022.

[5] G. Milutinovic, C. Kusiak, M. Bowman, and A. Prakash, "New Approach for Screening Overweight Vehicles: Allowable Ranges of Axle Configurations," Transportation Research Record, vol. 2642, no. 1, pp. 118–126, Jan. 2017, doi: 10.3141/2642-13.

[6] Oversize/Overweight Vehicle Permitting Handbook, Indiana Department of Revenue 2016.

[7] Eurocode, EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2001.

[8] SIA, SIA 269:2011 Existing structures - Bases for examination and interventions. Swiss Society of Engineers and Architects, Zurich, Switzerland, 2011.

[9] "KUBA 5 User Manual Part 3," FEDRO, KUBA-ST (KUBA 5 Anwendungshandbuch Teil 3 KUBA-ST), 2023.
[10] G. Milutinovic and R. Hajdin, "Probabilistic study of accompanying traffic load model with permit vehicle," in Proceedings of the IABMAS Conference 2026, Orlando, Florida, July 2026,
[11] G. Milutinovic, R. Hajdin, I. Andrijanic, M. Milosavljevic, and M. Bajic, "Overview of bridge traffic loads in Serbia using B-WIM," presented at the Proceedings of MASE Conference, Skopje, North Macedonia, 28–29 September 2023, 2023.
[12] AASHTO LRFD Bridge Design Specification, American Association of State Highway and Transportation Officials 2024.
[13] M. Sjaarda, T. Meystre, A. Nussbaumer, and M. Hirt, "A systematic approach to estimating traffic load effects on bridges using weigh-in-motion data," Stahlbau, Ernst & Sohn, 2020.
[14] G. V. Milutinovic, "New screening method for overweight vehicles," Master's Thesis, Purdue University, 2016.
[15] G. Milutinovic and R. Hajdin, "Preliminary estimation of adjustment factors for traffic load model LM1 for existing bridges in Serbia," in Proceedings of the DGKS Conference, Vrnjacka Banja, Serbia, 2024.
[16] G. Milutinovic and R. Hajdin, "Evaluation of bridge traffic load model using B-WIM measurements in Serbia," presented at the Proceedings of the SINARG Conference 2023, Nis, Serbia, 14–15 September 2023, 2023.
[17] fib Bulletin 80, "Partial safety factor methods for existing concrete structures," 2016.
[18] D. Gino, P. Castaldo, G. Bertagnoli, L. Giordano, and G. Mancini, "Partial factor methods for existing structures according to fib Bulletin 80: Assessment of an existing prestressed concrete bridge," Structural Concrete, vol. 21, no. 1, pp. 15–31, Feb. 2020, doi: 10.1002/suco.201900231.
[19] G. Milutinovic and R. Hajdin, "Naknadni proračun postojećeg mosta u skladu sa fib Biltenom 80 i Evrokodom / Load rating of an existing bridge according to fib Bulletin 80 and Eurocode," in Proceedings of the DGKS Conference 2024, Vrnjacka Banja, Serbia, 2024.
[20] Z. Hu and X. Du, "Reliability Methods for Bimodal Distribution With First-Order Approximation," ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part B: Mechanical Engineering, vol. 5, no. 1, p. 011005, Mar. 2019, doi: 10.1115/1.4040000.
[21] L. Li, G. Chen, M. Fang, and D. Yang, "Reliability analysis of structures with multimodal distributions based on direct probability integral method," Reliability Engineering & System Safety, vol. 215, p. 107885, Nov. 2021, doi: 10.1016/j.ress.2021.107885.

E-48
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026037T

Ivana Tadić[1,2], Rade Hajdin[2,3]

PROBABILISTIC ASSESSMENT OF AN EXISTING REINFORCED CONCRETE BRIDGE

Summary: This study presents a probabilistic assessment of an existing four-span reinforced concrete slab bridge, considering the stochastic variations of concrete strength and the yield strength of reinforcement steel. Although Eurocode permits probabilistic assessment of existing bridges, it provides limited practical guidance. Bending and shear limit-state functions are formulated using experimental material data to define probabilistic distributions. Other parameters remain deterministic or taken from literature. Results are also compared with traditional calculation using partial coefficients. Reliability is evaluated by estimating failure probability and safety margins for governing Ultimate Limit States (ULS). The performed calculation enables a more realistic assessment than conventional deterministic verification and may support decisions on continued use, maintenance or strengthening, with significant economic benefits for bridge owners.

Keywords: probabilistic assessment, structural reliability, limit state function, existing bridge

PROBABILISTIČKA PROCENA POSTOJEĆEG ARMIRANOBETONSKOG MOSTA

Rezime: Ova studija prikazuje probabilističku procenu postojećeg armirano betonskog mosta preko četiri polja, uzimajući u obzir stohastičke varijacije čvrstoće betona i granice tečenja armature. Iako Evrokod omogućava probabilističku procenu postojećih mostova, ne daje dovoljno praktičnih smernica za njenu primenu. Funkcije graničnog stanja za savijanje i smicanje formulisane su na osnovu izmerenih svojstava materijala. Ostali parametri tretirani su kao deterministički. Rezultati proračuna upoređeni su sa postojećim proračunom sanacije mosta koristeći parcijalne koeficijente. Pouzdanost je ocenjena određivanjem verovatnoće otkaza i sigurnosne rezerve za merodavna granična stanja nosivosti. Sprovedeni omogućava realniju procenu od konvencionalne determinističke provere i može doprineti donošenju odluka o daljoj upotrebi, održavanju ili ojačanju mosta, uz značajne ekonomske koristi za vlasnike mostova.

Ključne reči: probabilistička procena, pouzdanost konstrukcija, granična funkcija, postojeći most

[1] DB Inženjering, Belgrade, Serbia, ivanatadic93@yahoo.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia
[3] Infrastructure Management Consultants (IMC) GmbH, Switzerland

1. INTRODUCTION

Assessment of existing reinforced concrete bridges is important, especially for structures designed to older standards and exposed to growing traffic demands. Many bridges are approaching or exceeding their design life, requiring reliable evaluation of their condition and the limit for future use. Deterministic procedures based on characteristic values and partial safety factors [5], [6] may be conservative for existing structures. Also, probabilistic approach could bring significant savings to the Owner. Inspection results, material tests and knowledge of the actual condition can be incorporated in probabilistic methods [1]–[3]. This paper presents a probabilistic assessment of an existing reinforced concrete two-web slab bridge using measured concrete properties from field. Bending and shear limit states are analysed by FORM and Monte Carlo simulation. Bayesian updating is used to refine prior material model for concrete material data, while two probabilistic models are compared to evaluate two procedures related uncertainties.

2. OVERVIEW OF THE CONSIDERED BRIDGE AND PERFORMED IN-SITU TESTS

The analysed structure is an integral frame reinforced concrete bridge over four spans of 22 m, 28 m, 35 m and 25 m. The deck is 11.10 m wide and has two longitudinal webs. The flexural assessment refers to the positive-moment section in the 35 m span. The shear assessment refers to the support section between the 28 m and 35 m spans. Figures 1 and 2 and Table 1 record the supplied geometry without scaling the action effects.

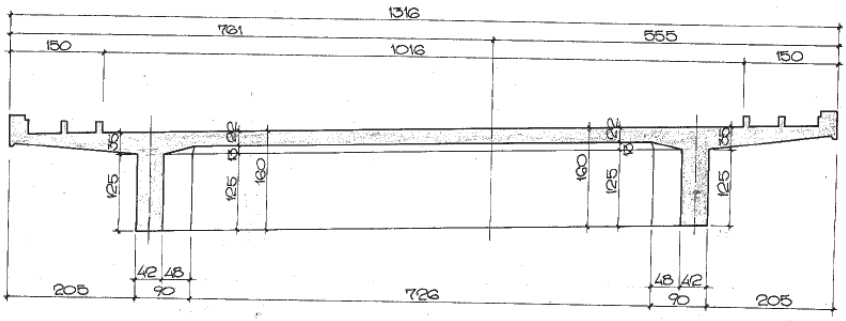


Figure 1: Typical cross-section of the analysed integral bridge

Figure 2: Present state of the girders

Table 1: Adopted geometric properties

		Midspan	At pier
b_{eff}	effective flange width	4850 mm	3665 mm
b_w	web width	420 mm	1000 mm
h_f	slab thickness	220 mm	220 mm
h	total section depth	1600 mm	2600 mm
d_s	effective depth of ordinary reinforcement	1397 mm	2495 mm
A_s	ordinary tensile reinforcement area	32576 mm²	18312 mm²
A_{sw}	shear reinforcement area	1232 mm²/m	1232 mm²/m
s	stirrup spacing	250 mm	250 mm

Concrete properties were determined through in-situ core sampling. Only six concrete cores were extracted from the bridge girders and tested in compression. Concrete compressive strength is assumed to follow a normal distribution. Measured compressive strengths are: 55.8, 59.1, 61.3, 54.0, 48.1, 54.3 MPa. Mean value and standard deviation are 55.43, 4.58.

The measured strengths are significantly higher than according to the initially taken design concrete class. This indicates that the actual concrete quality may be better than originally expected. However, due to the relatively small number of samples, the uncertainty associated with the statistical estimation remains significant. These are prior distributions marked as f_c^{prior}. Using Bayesian update, in further sections, these values will be used to introduces posterior information which will be incorporated in limit state function. The ordinary reinforcement is GA 240/360 with characteristic yield strength f_{yk} = 240 MPa. Following the JCSS-type model, yield strength is lognormal with mean 300 MPa and standard deviation 30 MPa [1].

3. PROBABILISTIC CALCULATION

3.1. BAYESIAN UPDATING OF MATERIAL PROPERTIES

Bayesian updating is used to combine prior engineering knowledge with newly obtained experimental data. The general Bayesian relationship is defined according to Bayesian probability theory and probabilistic reliability methods [1], [2], [3]:

$$p(\theta|D) = \frac{p(D|\theta)p(\theta)}{p(D)} \tag{1}$$

where:
$p(\theta)$ is the prior distribution,
$p(D|\theta)$ is the likelihood function,
$p(\theta|D)$ is the posterior distribution,
D represents the experimental data.

In practical applications, assumed material properties are updated using test results, while model uncertainties are adopted from JCSS [1]. Bayesian updating is used for concrete compressive strength and reinforcement yield strength, particularly when sample sizes are limited.

The prior concrete strength distribution is assumed as:

$$f_c^{prior} \sim N(X, 8^2) \tag{2}$$

The mean value will be assumed as uncertain, while the standard deviation (deterministic) σ_{f_c} is equal to 8 MPa. The uncertain mean value μ_{f_c} was assumed normally distributed with known

mean value $\mu' = 30\ MPa$ and standard deviation $\sigma' = 8\ MPa$. This is based on used class of concrete in existing design from 1977. The measured concrete strength samples are used for evaluating the mean value. Based on the test results the prior probabilistic model for the mean value of the yield stress can be updated using natural conjugate distributions [8]. In the case considered with a normally distributed variable with uncertain mean and known standard deviation the posterior may be found to be reduced according to proposed equations in [8]. Based on new observations the posterior parameters are μ'' =55.43 *and* σ''' =4.93. Also, the likelihood of the observation can be established. Figure 3 shows the prior, likelihood and posterior distributions together with the measured concrete core strengths. The prior model, defined by a mean of 30 MPa and a standard deviation of 8 MPa, reflects a much smaller value with considerable uncertainty compared to measured. Bayesian updating shifts the posterior mean to approximately 55 MPa and increases the standard deviation from 4.58 to about 4.93 MPa.[4] This standard deviation is actually the predictive probability. The predictive distribution is actually to predict strength at some other location and when small spatial variability is assumed one can take posterior distribution as the distribution of concrete strength (not just mean value). Actually, when the difference is so large between prior and posterior then one can actually ignore prior.

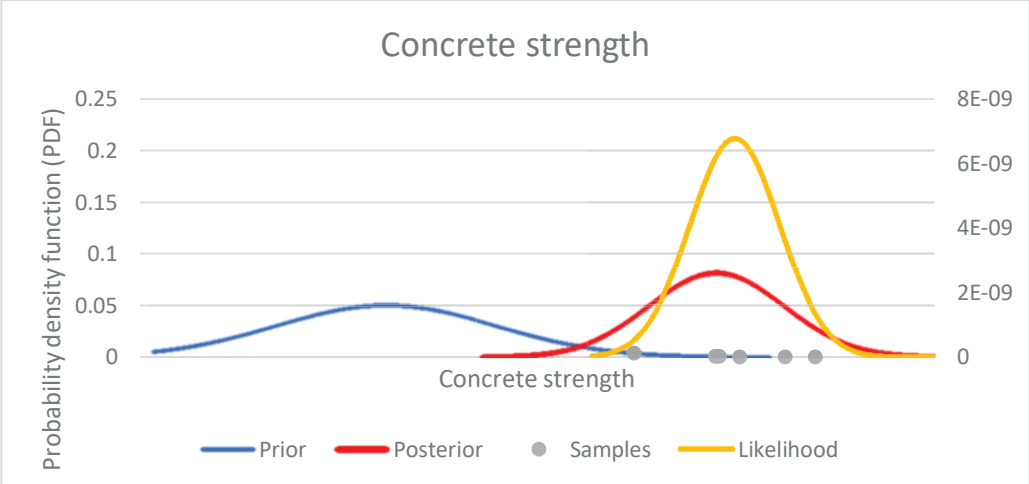


Figure 3: Prior, posterior and likelihood results for concrete strength

3.2. RANDOM VARIABLES

This section defines the material and geometric properties modelled as random variables in the reliability assessment. A specific probabilistic case is considered, reflecting different levels of uncertainty representation through the selection of random variables. These variables form the basis of the limit state functions and are subsequently employed in the FORM and Monte Carlo reliability analyses. Concrete compressive strength is represented by the normal distribution fc ~ N(55.43, 4.93^2) MPa. The corresponding lower 5% fractile is approximately 47.32 MPa; therefore, the Eurocode 2 rectangular stress-block parameters lambda = 0.80 and eta = 1.00 are adopted [6]. In the present study, a coefficient of variation of 0.08 was adopted for the bending resistance model uncertainty [1]. For shear, The fib Model Code for Concrete Structures 2020 (hereafter referred to as MC2020) represents the most refined model for calculating the shear strength of reinforced concrete elements. Following the enhanced procedure for corroded reinforced elements, larger coefficient of variation of 0.19 was adopted. Following random

[4] The posterior distribution of the mean value is equal to posterior distribution of concrete strength assuming that spatial variability is negligible. For further discussion on spatial variability see [12].

variables are considered: $X = \{f_c, f_y, Q, \theta_R, \theta_E\}$. Table 2 presents summarized variables and their distributions. At midspan, the mean permanent bending effect is M_G = 3416 kNm and the reference traffic effect is $M_{Q,ref}$= 2237 kNm. At the support, the corresponding values are V_G = 1633 kN and $V_{Q,ref}$= 670 kN.

Table 2: Random variables

Variable	Distribution	Mean	COV/SD	Source
f_c	Normal	54.11 MPa	4.93 Mpa	Bayesian update
f_y	Lognormal	300 MPa	30 Mpa	GA 240/360; JCSS
Q	Lognormal	1	COV 0.20	Literature
$\Theta_{R,M}$	Lognormal	1	COV=0.08	Flexural model uncertainty
$\Theta_{R,V}$	Lognormal	0.9506	COV=0.19	Shear model uncertainty
Θ_E	Lognormal	1	COV=0.10	Load-effect uncertainty

Permanent effects are considered as deterministic. The dimensionless traffic factor Q is lognormal with mean 1.00 and coefficient of variation 0.20 and multiplies only the reference traffic effects. The adopted distribution of Q is assumed to describe the maximum traffic factor over the selected 50-year assessment period. Normally, load effect distribution is described using Gumbel distribution, but Lognormal is also a possibility. Site-specific traffic data would be required to recalibrate Q for another period. All basic variables are assumed mutually independent.

3.3. LIMIT STATE FUNCTIONS

The structural reliability assessment is performed through limit state functions representing the difference between structural resistance and load effects. Failure occurs when: g (X) ≤ 0, while g (X) > 0 corresponds to a safe structural state. Two limits states are considered: bending resistance and shear resistance and two probabilistic models are analyzed. Random variables and deterministic values from previous section are used in following analysis.

$$g_M = \theta_{R,M} M_R(f_c, f_y) - \theta_E M_E(Q) \tag{3}$$

where:
M_R is the bending resistance,
M_E is the bending moment caused by loading, $M_E = M_G + QM_{Q,ref}$
For analysing the shear phenomena, the shear limit state function is:

$$g_V = \theta_{R,V} V_R(f_c, f_y) - \theta_E(V_G + QV_{Q,ref}) \tag{4}$$

3.4. RESISTANCE MODELS

Before performing the probabilistic reliability assessment, resistance models are established for both bending and shear limit states. To determine the resistance model, first the position of neutral axis has to be found. This is done by assuming that the neutral axis is in the slab. Since the calculation has shown the assumption as valid, the equation for resisting moment of section can be defined around compression block centroid :

$$M_R = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right) \tag{5}$$

The compression block depth is obtained from force equilibrium $A_s f_y = \eta f_c b_{eff} a$. The value for $a = 39.26\ mm$. Since $a < h_f = 220\ mm$ the neutral axis remains within the slab. When substituting all the values,deterministically the ultimate bending resistance is approximately

$M_R = 13461\ kNm$. This value represents the ultimate flexural resistance of the reinforced concrete section and forms the resistance side of the bending limit state function.

For defining the shear resistance model, the support-section geometry and stirrups amount are used, provided in Table 1. One group of 2Ø36 bars is taken to cross the critical shear crack at θ = 45 degrees. The resistance model for shear is evaluated in following way:

$$V_R = \min(V_{R,c} + V_{R,s} + V_{R,b}, V_{R,max}) \tag{6}$$

The shear reinforcement contribution is $V_{R,s}$; the concrete contribution is $V_{R,c}$; the contribution of diagonal bars $V_{R,b}$. According to MC2020 and recently published work [12], following expressions are used to cacluate suitable contributions:

$$V_{R,c} = k_v \cdot b_w \cdot z_v \cdot \sqrt{f_c} \tag{7}$$

$$V_{R,S} = \frac{A_{sw,v}}{s_v} \cdot z_v \cdot f_{yw,v}.cot\theta \tag{8}$$

$$V_{R,b} = \frac{A_{sw,d}}{s_d} \cdot z_v \cdot f_{yw,v}.(cot\theta + cot\alpha)sin\alpha \tag{9}$$

Direct addition of the three components is an assessment model, not the standard EC2 design equation for a member requiring shear reinforcement; The before mentioned value $\Theta_{R,V}$ in table 2, with COV 0.19 represents the associated model uncertainty. This value is calculated using JCSS calcualtion concept for model uncertainity and refined calculation procedure from [12] for uncorroded bars. Since the girder's effective depth considerably exceeds the maximum value for height included in experimental validation database from [12], the application of beforementioned procedure represents a scale extrapolation.

Shear models generally involve greater uncertainty than bending models because several mechanisms contribute to resistance [6], [7].

3.5. LOAD EFFECT MODEL

The load effect model consists of permanent actions and traffic actions. Permanent actions include the self-weight of the concrete girder, pavement layers and additional permanent loads. Traffic actions are represented by a stochastic load factor applied to a reference traffic load effect. In the probabilistic approach total bending moment is decomposed into permanent and traffic load contributions.

$$M_E = M_G + Q \cdot M_{Q,ref} \tag{10}$$

$$V_E = V_G + QV_{Q,ref} \tag{11}$$

where:

M_G, V_G is the permanent load bending moment and shear force,

$M_{Q,ref}, V_{Q,ref}$ is the reference traffic load moment and shear force,

Q is the traffic load random variable.

The adopted permanent line load is: $g = 23.0\ kN/m$. The maximum bending moment in the midspan of 35 m due to permanent load is: $M_G = 3416\ kNm$. The shear force at supports $V_G = 1633\ kN$.

For calculation of the traffic load, the vehicle V440 is taken from rehabilitation design project which is in acoordance with Serbian standards. The reference bending moment due to traffic load is: $M_{Q,ref} = 2237.0\ kNm$. The reference shear force due to traffic load is: $V_{Q,ref} = 670\ kN$. Traffic load uncertainty is introduced by a random traffic load factor modelled as: $Q \sim Lognormal(1.0, COV = 0.20)$. This formulation represents a simplified probabilistic traffic load model commonly used in reliability assessment when site-specific traffic data are not available [1], [3], [4].

3.6. RELIABILITY ANALYSIS

Traditional deterministic assessment methods use partial safety factors, as adopted in the Eurocodes [5], [6], to account indirectly for uncertainties in material properties, loads and modelling assumptions. This semi-probabilistic approach is practical and standardized but does not explicitly quantify structural failure probability. For existing bridges, standard partial factors may also be overly conservative because measured material properties and actual structural data are not directly considered. Probabilistic reliability analysis addresses these limitations by modelling uncertainties through random variables and probability distributions, allowing direct estimation of the probability of failure and reliability index. The final result of the analysis is the value of reliability index. This value is further compared to proposed standard values and conclude whether the structure fulfils the requirements.

The First Order Reliability Method (FORM) is an approximate probabilistic method used to estimate the failure probability and reliability index. Random variables are transformed into standard normal space, where the limit state is expressed as $g(\boldsymbol{U}) = 0$. For $g(\boldsymbol{X}) = R(\boldsymbol{X}) - E(\boldsymbol{X})$, the safe domain is defined by $g(\boldsymbol{X}) > 0$, while failure occurs when $g(\boldsymbol{X}) \leq 0$. The reliability index $\beta_{FORM} = min\sqrt{u_1^2 + u_2^2 + \cdots + u_n^2}$ is the shortest distance from the origin to the limit state surface, and corresponds to the most probable failure point, or design point. Its coordinates indicate the critical values and relative influence of the random variables. The failure probability is approximated as:

$$P_f = \Phi(-\beta_{FORM}) \tag{12}$$

Monte Carlo simulation is a probabilistic method used in structural reliability analysis to estimate failure probability through repeated random sampling of input variables. For each simulation, a set of random variables is generated and evaluated using the limit state function. Failure occurs when resistance is lower than the load effect, i.e. when $g(\boldsymbol{X}^{(i)}) \leq 0$. The probability of failure is estimated as $P_f \approx \frac{N_f}{N}$ where N_f is the number of failed simulations and N is the total number of simulations. The corresponding reliability index is

$$\beta_{MC} = -\Phi^{-1}(P_f) \tag{13}$$

4. CONVENTIONAL PARTIAL FACTOR METHOD CALCULATION

For comparison, the conventional partial safety factor method was implemented in order to evaluate the loads and effects on existing bridge structures and to decide if the strengthening is required. The new loads were calculated and compared to loads from original design from 1977. The partial factors used for comparison are taken from previous standard design used in Serbia, BAB 87. The assessment of existing bridge resulted in unsufficient factor values to those used for new structures, 1.51 to 1.6 for permanent load, and 1.75 to 1.80 for traffic loads. The shear assessment indicates that the existing transverse reinforcement is insufficient. The total design shear force is 3818.82 kN, of which 1970.48 kN must be resisted by the stirrups, whereas the existing 2U Ø14/250 mm stirrups provide only 1371.01 kN, resulting in a resistance deficit of approximately 599.5 kN. Therefore, additional shear strengthening is required.

5. DISCUSION AND COMPARISON

Considering the probability of failure in bending, Table 3 compares the reliability results obtained using FORM and Monte Carlo simulation. The design-point coordinates indicate the relative influence of material properties, loads and model uncertainties, with larger absolute values representing a stronger effect on structural reliability.

Table 3: Results for bending limit state function

Limit state	Method	Random variable	P_f	β
Flexure	FORM	f_c, f_y, Q, $\theta_{R,M}$, θ_E	1.138×10^{-6}	4.73
Flexure	Monte Carlo	f_c, f_y, Q, $\theta_{R,M}$, $\theta_{E,}$, N=2,000,000	1.263×10^{-6}	4.71
Shear	FORM	f_c, f_y, Q, $\theta_{R,M}$, θ_E	1.394×10^{-3}	2.99
Shear	Monte Carlo	f_c, f_y, Q, $\theta_{R,M}$, θ_E N=10^7	1.289×10^{-3}	3.01

In practical terms, the sensitivity factor evaluates how much each variable effects the reliability of structure and the design point is the most probable combination of random variables that causes the failure. These values are presented in Table 4.

Table 4: FORM design point for the flexural limit state

Variable	Design value x_d	Standard coordinate u_d	$\alpha = u_d/\beta$	α^2
f_c	54 MPa	−0.02810	−0.00594	1.87%
f_y	234.0 MPa	−2.44071	−0.51632	0.04%
Q	1.61609	2.5228	0.53368	8.09%
$\theta_{R,M}$	0.85108	−1.97888	−0.41862	70.29%
θ_E	1.27322	2.47139	0.52281	19.72%

The values are interpreted as follows: x_d is the design point in the physical space and represents the most probable combination of variable values at failure; u_d is the same point in the standard normal space. For example, u_d =2.528 means that the variable is about 2.899 standard deviations above its mean.; alpha is the sensitivity factor, indicating each variable's influence on reliability. Larger absolute values correspond to a greater contribution to failure probability. The sum of the squared sensitivity factors is equal to one. The largest flexural FORM sensitivities are associated with the traffic factor Q, the load-effect model factor θ_E and reinforcement yield strength, while concrete strength has only a minor effect. Concrete strength is negligible because the compression block remains thin and entirely within the slab. FORM and Monte Carlo results are similar, with small differences caused by the nonlinear limit state function and FORM linearization.

The design point values and their characteristics for shear limit state function are presented in the Table 5. Shear reliability is governed by the shear-resistance model factor $\theta_{R,V}$, followed by the load-effect model factor θ_E and the traffic factor Q. This confirms the big influence of model uncertainty in definition of shear resistance function. Taking into account corrosion of the reinforcement would additionally affect the results.

Table 5: FORM design point for the shear limit state

Variable	Design value x_d	Standard coordinate u_d	Alpha = u_d/β	α^2
f_c	54.11 MPa	−0.40858	−0.13664	0.00%
f_y	300.22 MPa	0.05751	0.01923	26.66%
Q	1.16044	0.85036	0.28438	28.48%
$\theta_{R,V}$	0.58243	−2.50694	−0.83838	17.52%
θ_E	1.13597	1.32792	0.44409	27.33%

At the design point, the load-related variables are higher than their mean values. Consequently, the most probable failure scenario combines a relatively low effective shear resistance with increased traffic and load-effect values. The alpha factor for model uncertainty indicates that the actual shear resistance is lower than the resistance predicted by the analytical model. The results are very sensitive to adopted COV for model uncertianity $\theta_{R,V.}$ The calculated reliability indices should also be considered in relation to the target reliability levels recommended in relevant standards and guidelines. According to fib Bulletin 80, the target

reliability level for an existing structure should be selected by considering the consequences of failure, the remaining working life, the available information and the relative cost of safety measures. Consequently, lower target values than those adopted for the design of new structures may be justified; however, no single target value is universally applicable to all existing bridges. For comparison, EN 1990 recommends a target reliability index of approximately $\beta t = 3.8$ for ultimate limit states, a 50-year reference period and reliability class RC2, which is commonly applicable to structures with medium consequences of failure, and this is referred only to buildings. Main bridges may require classification in a higher consequence or reliability class, depending on their importance and the consequences of collapse. On the other hand, the Swiss standard SIA 269 provides precise guidelines for evaluation of existing bridges. In the present study, FORM gives $\beta = 4.73$ and $P_f = 1.138 \times 10^{-7}$, close results to MC simulation. For shear, the main assessment model, including the concrete contribution, gives $\beta = 2.99$ and $P_f = 1.394 \times 10^{-3}$ by FORM and beta approximately 3.01 and P_f 1.289×10^{-3} by MC. These values for shear limit state are below the target levels, which indicates that either the resistance model need further refinement or the existing bridge girder needs strengthening. Furthermore, in this assessment of an existing bridge, measured data were available only for the concrete compressive strength. More accurate results could be obtained if the current mechanical properties of the reinforcing steel were also determined experimentally. The reliability index obtained for flexure indicates that the structure remains within the safe domain and that no additional flexural strengthening is required. This conclusion differs from that of conventional calculation, which was based on a semi-probabilistic analysis using partial safety factors and indicated that strengthening with externally bonded carbon-fibre-reinforced polymer strips was necessary. The comparison demonstrates that, for the considered flexural limit state, a probabilistic assessment of the existing structure leads to considerably less conservative results. This difference arises primarily from the possibility of updating the probabilistic model using measured data and explicitly accounting for the uncertainties associated with resistance and load effects. Consequently, probabilistic assessment can also have a significant influence on the economic efficiency of structural rehabilitation. A study by Tošić and Hajdin [10] reported an average flexural reliability index of 4.92 for structures designed according to the former Serbian regulations. This value is very close to the flexural reliability index obtained in the present assessment. On the other hand, when observing shear reliability index, a higher difference is present: 2.99 to 4.42 average. Although the Eurocodes provide a general framework for probabilistic analysis, the guidance remains predominantly conceptual and offers limited detail for its practical implementation in the assessment of existing structures.

6. CONCLUSIONS

The following conclusions can be drawn:

- The flexural assessment produced consistent results using FORM $\beta = 4.73$, $P_f = 1.138 \times 10^{-6}$ and Monte Carlo simulation $\beta = 4.71$, $P_f = 1.263 \times 10^{-6}$. The high flexural reliability index indicates that the bridge is within the safe domain and that additional flexural strengthening is not required.

- Compared to semi-probabilistic, the more favourable probabilistic result obtained for flexure can primarily be attributed to the larger resistance reserve, the use of updated mean material properties and the relatively low uncertainty of the flexural resistance model. In contrast, shear is characterized by a brittle and considerably more uncertain resistance mechanism, represented by a resistance-model coefficient of variation of 19%. Consequently, the probabilistic and conventional assessments lead to different levels of conservatism for flexure but converge towards the same conclusion of insufficient safety for shear.

- Although the Eurocodes establish a general probabilistic framework, more detailed guidance is needed for its practical application to existing bridges.

- This calculation is only valid if there is no deterioration on the structure.

A probabilistic approach can provide a more realistic and better-informed evaluation of existing structures by incorporating structure-specific measurements and explicitly quantifying uncertainty. Its principal disadvantage is the need for field investigations and material testing, which require specialized equipment and additional initial expenditure. Nevertheless, when the overall scope and cost of rehabilitation are considered, the resulting savings may be substantial, particularly when unnecessary strengthening measures can be avoided.

REFERENCES

[1] Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Model Code, 2001.

[2] Ditlevsen O, Madsen H. O. Structural Reliability Methods, John Wiley & Sons, Chichester, 1996.

[3] Melchers R. E, Beck A. T. Structural Reliability Analysis and Prediction, John Wiley & Sons, Chichester, 2018.

[4] Nowak A. S, Collins K. R. Reliability of Structures, CRC Press, Boca Raton, 2013.

[5] EN 1990. Eurocode — Basis of Structural Design, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

[6] EN 1992-1-1. Eurocode 2 — Design of Concrete Structures — Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

[7] Fédération internationale du béton (fib). fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, Berlin, 2013.

[8] Faber M. H. Risk and Safety in Engineering, Lecture Notes.

[9] Rakoczy A. M, Nowak A. S. Reliability-based sensitivity analysis for prestressed concrete girder bridges, PCI Journal, 58 (4), 2013, 81–92.

[10] Tošić N. D., Hajdin R. N. Current Serbian Design Codes: Transferring from a Deterministic to a Semi-Probabilistic Approach, *Tehnika*, Vol. 70, No. 2, pp. 229–235, 2015. DOI: 10.5937/tehnika1502229t.

[11] Geyer S., Papaioannou I., Straub D., Spatial modeling of concrete strength based on data, Structural Safety, Volume 103, 2023, 102345, ISSN 0167-4730, https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2023.102345.

[12] Bontempi A, Di Stefano N, Pizzini P, Minelli F. An enhanced analytical model for predicting shear strength in reinforced concrete beams with corroded reinforcement, Structural Concrete, 27 (2), 2026, 1723–1746.

E-49
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026104C

Meri Cvetkovska[1], Milica Jovanoska Mitrevska[2]

POST-FIRE ASSESSMENT AND REPAIR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES: DAMAGE EVALUATION AND STRUCTURAL REHABILITATION

Summary: Although concrete is classified as a non-combustible material and generally exhibits good fire resistance, exposure to elevated temperatures may significantly reduce the mechanical properties of concrete and reinforcing steel, resulting in cracking, spalling, reinforcement degradation, excessive deformations, and, in severe cases, structural collapse. Following a fire event, reliable assessment of the residual structural capacity is essential for deciding whether damaged structures can be safely repaired and returned to service or should be demolished. This paper presents an overview of the behaviour of reinforced concrete structures subjected to fire, emphasizing the mechanisms of thermal damage, assessment methodologies, and available repair techniques. A case study involving the assessment and rehabilitation of a fire-damaged reinforced concrete building is presented to illustrate the practical application of these methods.

Keywords: RC structures, fire damage, damage assessment, residual load-bearing capacity, structural rehabilitation

PROCENA I SANACIJA ARMIRANOBETONSKIH KONSTRUKCIJA NAKON POŽARA: PROCENA OŠTEĆENJA I KONSTRUKTIVNA SANACIJA

Rezime: Iako se beton klasifikuje kao negoriv materijal i uglavnom pokazuje dobru otpornost na požar, izlaganje povišenim temperaturama može značajno smanjiti mehanička svojstva betona i armirajućeg čelika, što dovodi do pojave pukotina, ljuštenja i otpadanja betona, degradacije armature, prekomernih deformacija i, u težim slučajevima, urušavanja konstrukcije. Nakon požara, pouzdana procena preostale nosivosti konstrukcije od ključnog je značaja za donošenje odluke o tome da li se oštećene konstrukcije mogu bezbedno sanirati i vratiti u upotrebu ili ih je potrebno srušiti. U radu je dat pregled ponašanja armiranobetonskih konstrukcija izloženih požaru, sa posebnim osvrtom na mehanizme nastanka termičkih oštećenja, metode procene i dostupne tehnike sanacije. Prikazana je studija slučaja koja obuhvata procenu stanja i rehabilitaciju požarom oštećene armiranobetonske zgrade, čime je ilustrovana praktična primena navedenih metoda.

Ključne reči: AB konstrukcije, požarno oštećenje, procena oštećenja, preostala nosivost, sanacija konstrukcija

[1] Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, Faculty of Civil engineering, cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[2] Ss. Cyril and Methodius University in Skopje, Faculty of Civil engineering

1. INTRODUCTION

Fire is one of the most severe accidental actions that can affect civil engineering structures. Unlike conventional mechanical loading, fire simultaneously modifies the thermal and mechanical properties of construction materials, leading to a progressive deterioration of structural performance. Reinforced concrete (RC) structures are generally considered to possess good fire resistance because concrete is a non-combustible material (Class A1) with relatively low thermal conductivity. Nevertheless, exposure to elevated temperatures causes significant changes in both concrete and reinforcing steel, resulting in reductions in stiffness, strength, and load-bearing capacity. Depending on the fire severity and duration, these changes may be accompanied by cracking, explosive spalling of the concrete cover, excessive deformations, reinforcement buckling, and, in extreme cases, partial or complete structural collapse (Fig. 1).

Figure 1: Examples of fire-damaged RC structural elements

The construction sector is responsible for a substantial share of global material consumption and greenhouse gas emissions, making the preservation and rehabilitation of existing structures an important component of sustainable development. Consequently, reliable methods for evaluating the residual structural capacity of fire-damaged RC structures have become essential for supporting rational engineering decisions. Conservative assessments based solely on visual observations often result in unnecessary demolition, whereas inadequate evaluations may compromise structural safety. An accurate assessment should therefore integrate field investigations, laboratory testing, non-destructive evaluation techniques, and numerical modelling to establish the actual condition and remaining load-bearing capacity of the structure.

The response of reinforced concrete structures to fire is governed by a complex interaction between heat transfer, temperature-dependent material degradation, restraint conditions, and structural behaviour. Concrete experiences dehydration, thermal incompatibility between cement paste and aggregates, and degradation of its mechanical properties, while reinforcing steel loses both strength and stiffness as temperature increases. The severity of damage depends not only on the maximum temperature reached but also on the heating rate, fire duration, cooling conditions, member geometry, moisture content, and loading during fire. Consequently, the evaluation of post-fire structural performance requires a multidisciplinary approach that combines knowledge from structural engineering, materials science, and fire engineering.

This paper presents an overview of the behaviour of reinforced concrete structures subjected to fire, with particular emphasis on methods for assessing residual structural capacity and selecting appropriate repair strategies. The paper discusses the principal mechanisms of fire-induced damage, available assessment techniques, and commonly adopted rehabilitation

measures. To demonstrate the practical application of these procedures, a detailed case study involving the investigation, numerical assessment, and repair of a fire-damaged reinforced concrete building is presented. The study illustrates how the integration of experimental observations and numerical analysis can support reliable decisions regarding structural rehabilitation and contribute to the sustainable reuse of damaged structure.

2. BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER FIRE

The response of reinforced concrete (RC) structures to fire is governed by the coupled effects of heat transfer, temperature-dependent material degradation, and structural loading. Unlike ordinary mechanical actions, fire produces continuously changing thermal conditions that alter the physical and mechanical properties of both concrete and reinforcing steel. Consequently, the structural response evolves throughout the heating and cooling phases, making fire a highly complex loading scenario.

The thermal exposure of a structure depends on the characteristics of the fire, including the type and quantity of combustible materials, ventilation conditions, enclosure geometry, and fire duration. In structural fire engineering, the standard ISO 834 temperature-time curve is commonly adopted for design purposes because it provides a uniform basis for evaluating fire resistance. However, real fires rarely follow this idealized temperature development. Natural fires generally consist of ignition, growth, fully developed, and decay phases, with peak temperatures and heating rates that depend on the fire load and ventilation conditions. Therefore, realistic fire scenarios should be considered whenever the residual performance of fire-damaged structures is assessed.

Concrete is inherently non-combustible and possesses relatively low thermal conductivity, which delays heat penetration into structural members and provides natural protection for embedded reinforcement. Nevertheless, increasing temperature induces a series of physical and chemical transformations within the concrete matrix. Moisture evaporation, dehydration of cement hydrates, differential thermal expansion between aggregates and cement paste, and the decomposition of hydration products lead to progressive reductions in compressive strength, elastic modulus, and stiffness. At temperatures exceeding approximately 300–400 °C, mechanical degradation becomes increasingly significant, while temperatures above 600 °C may result in severe deterioration of concrete properties. The extent of damage depends on several factors, including aggregate type, moisture content, permeability, heating rate, and cooling conditions.

One of the most critical phenomena associated with fire exposure is explosive spalling of concrete. Spalling may occur when pore pressure generated by evaporating moisture combines with thermally induced stresses, causing sudden detachment of the concrete cover. This phenomenon reduces the effective cross-sectional area of structural members and exposes reinforcing steel directly to fire, thereby accelerating temperature rise within the reinforcement. High-strength concrete is generally more susceptible to explosive spalling because of its lower permeability, whereas the incorporation of polypropylene fibres has proven effective in reducing this risk by providing additional pathways for vapour pressure dissipation.

The mechanical properties of reinforcing steel are also strongly influenced by elevated temperatures. Although steel has a much higher thermal conductivity than concrete, it is initially protected by the surrounding concrete cover. As temperature increases, however, both the yield strength and elastic modulus decrease progressively, resulting in reduced stiffness and load-bearing capacity. Thermal expansion of reinforcement, combined with restraint imposed by surrounding concrete, generates additional internal stresses that may contribute to cracking, reinforcement buckling, and excessive structural deformations. During prolonged fire exposure, these effects may significantly alter the internal force distribution within statically indeterminate structures.

The structural response of reinforced concrete members during fire is therefore governed by the interaction between thermal gradients, material degradation, and mechanical loading. Depending on the fire scenario and structural configuration, the observed damage may include surface discoloration, cracking, delamination, spalling, reinforcement exposure, excessive deflections, and local or global collapse (Fig. 1).

However, the visible extent of damage does not necessarily reflect the residual load-bearing capacity of the structure. Consequently, reliable post-fire assessment requires a comprehensive evaluation that combines visual observations with experimental investigations and numerical analysis to determine the actual condition of the structural system.

3. POST-FIRE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Fire exposure can significantly affect the condition, stability, and load-bearing capacity of structural elements. After a fire, it is therefore necessary to determine the residual bearing capacity of the structure and to assess whether it can safely remain in service.

The assessment of reinforced concrete structures after fire exposure represents one of the most challenging tasks in structural engineering. Unlike conventional structural damage, fire-induced deterioration is often highly non-uniform, with significant variations in temperature distribution both across the cross-section of individual members and throughout the structural system. Moreover, the actual fire scenario is frequently unknown, making it difficult to estimate the maximum temperatures reached and the duration of thermal exposure.

All these factors lead to the conclusion that the assessment should be performed systematically, starting with an initial inspection and continuing with a detailed investigation and structural analysis. Based on the results obtained, an appropriate decision can then be made regarding repair, strengthening, partial replacement, or demolition. The post-fire investigation workflow presented in Fig. 2 is divided into three main stages: initial assessment, detailed investigation, and final decision.

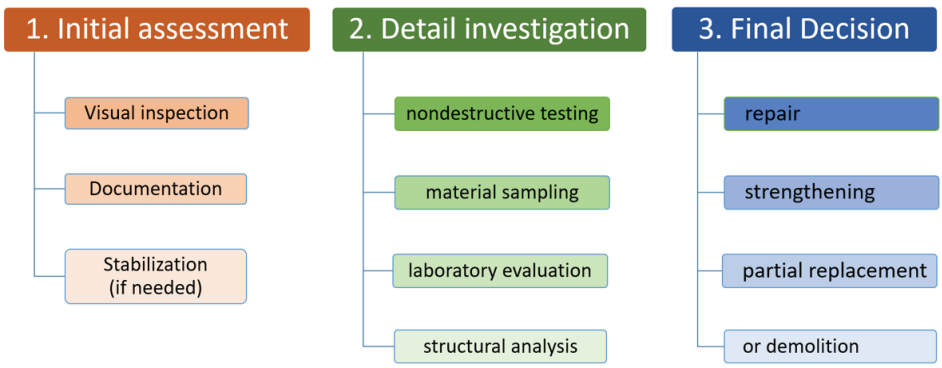


Figure 2: Post-Fire Investigation Workflow

3.1. INITIAL ASSESSMENT

The first stage of the post-fire investigation is the initial assessment of the structure. This stage begins with a detailed visual inspection aimed at identifying visible signs of fire damage. Important indicators include crack patterns, spalling depth, reinforcement exposure, deformation, and discoloration. These observations provide an initial indication of the severity and distribution of the damage.

Crack patterns can provide information about possible damage to concrete and structural elements, while the depth of spalling can indicate the extent to which the concrete surface and protective layers have been affected. Particular attention should also be paid to exposed

reinforcement, since fire exposure can affect the condition and performance of both concrete and reinforcement. Deformations may indicate changes in the structural geometry or possible loss of stiffness, while discoloration can provide additional visual evidence of thermal exposure.

The findings from the visual inspection should be carefully documented. This includes recording the observed damage, taking photographs, collecting available drawings, and gathering other relevant information about the structure. Proper documentation is important because it provides the basis for the subsequent investigation and structural assessment.

If the structure presents a safety risk, stabilization measures may be required before further investigation is carried out. These measures are intended to ensure safety and prevent further damage or possible collapse.

3.2. DETAILED INVESTIGATION

Following the initial assessment, a detailed investigation is performed. According to the presented workflow, this phase includes non-destructive testing, material sampling, laboratory evaluation, and structural analysis.

Non-destructive testing is used to obtain additional information about the condition of the structure without causing significant damage to the investigated elements. These methods can identify internal cracking, voids, delamination, and damaged regions that may not be visible during a conventional visual inspection. This makes non-destructive testing an important part of the assessment of fire-damaged structures.

The next step is material sampling. Representative samples of concrete, steel, and other relevant materials can be collected and examined. Laboratory testing provides information about important material properties, including compressive strength, stiffness, permeability, and microstructural damage.

The laboratory results complement the information obtained through visual inspection and non-destructive testing. They provide a more detailed understanding of how fire exposure has affected the material properties. This information is particularly important when determining the remaining capacity of structural elements.

The final part of the detailed investigation is structural analysis. The purpose of the analysis is to evaluate the remaining capacity and structural performance under current and future loads. By combining the results from the different investigation methods, engineers can develop a more reliable assessment of the actual condition of the structure and determine whether its residual bearing capacity is sufficient.

3.3. FINAL DECISION AND REPAIR STRATEGIES

After completing the investigation and structural analysis, the final stage is the decision phase. At this point, engineers select the most appropriate strategy based on the severity of the damage and the remaining structural capacity. The possible solutions presented in the slides include repair, strengthening, partial replacement, or demolition.

For moderate fire damage, surface and local repair methods can be applied. These include patch repair, shotcrete, crack injection, and replacement of damaged cover concrete. An important aspect of these repair methods is proper surface preparation. Adequate surface preparation is necessary to achieve good bond quality between the existing and new materials and to ensure satisfactory long-term performance.

When the existing structural capacity is insufficient, structural strengthening may be required. The presented methods include reinforced concrete jacketing, steel jacketing, FRP strengthening, and external post-tensioning. The selection of the appropriate strengthening method depends on several factors, including the severity of the damage, the structural configuration, the level of fire exposure, and the future performance requirements of the structure.

In some cases, only a limited part of the structure may be severely damaged. In such situations, partial replacement of damaged elements can be considered instead of repairing or replacing the entire structure. However, if the investigation shows that the structure has suffered extensive damage and that safe restoration is not feasible, demolition may be necessary.

Overall, the assessment of residual bearing capacity after a fire should be understood as a systematic engineering process rather than a single inspection or test. The combination of visual inspection, documentation, non-destructive testing, material sampling, laboratory evaluation, and structural analysis provides a sound basis for selecting the appropriate intervention. The final objective is to ensure that any decision concerning continued use, repair, strengthening, partial replacement, or demolition is based on the actual condition and performance of the structure. The slides also emphasize that safety is paramount throughout the entire process, and that the assessment and subsequent measures should comply with applicable codes, standards, and guidelines.

4. CASE STUDY: POST-FIRE ASSESSMENT AND REHABILITATION OF A REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDING

A representative case study of post-fire structural assessment and rehabilitation is the residential building located in Skopje. On 1 December 2017, a fire occurred in the basement of the building and affected approximately one third of the basement area (Fig. 3). The affected space was used as a storage area containing combustible material with a high fire load. Due to the limited ventilation and the large amount of combustible material, the fire developed slowly and lasted for several hours. According to the temperature measurements recorded by the firefighters, temperatures exceeding 1000 °C were locally reached within the fire-affected zone. After the fire was extinguished, visible damage to several structural elements was observed, parts of the structure were temporarily supported, and the building was taken out of service.

The existing structure is a reinforced-concrete spatial frame system consisting of beams, columns and reinforced-concrete walls. The floor slabs are reinforced in two directions and have a thickness of 14 cm, while the main beams and columns in the investigated area have dimensions of approximately 25/50 cm and 25/60 cm, respectively. The original structural elements were designed using MB30 concrete and RA 400/500-2 reinforcement.

4.1. INITIAL ASSESSMENT AND DAMAGE DOCUMENTATION

The first stage of the investigation consisted of a detailed visual inspection and documentation of the fire damage. Several different levels of damage were identified. The most severe damage was observed in one reinforced-concrete floor slab, where complete degradation of the concrete and collapse of the slab occurred (Fig. 4). In adjacent areas, extensive spalling of the concrete cover was observed (Fig. 5). Other elements showed changes in concrete colour, surface cracking, partial loss of the protective concrete layer and deposits of smoke and soot.

The damage was not uniform throughout the structure. Some slabs had mainly smoke and soot deposits without visible cracking or spalling, while columns such as C2 and C3 exhibited surface microcracking and changes in concrete colour but no significant loss of the protective layer.

Column C4 showed mainly a change in surface colour without visible surface cracking. This variation in damage was important for determining which elements required complete replacement and which could be rehabilitated.

As an immediate safety measure, damaged structural elements were supported before the detailed investigation. This corresponds to the initial stabilization stage of a typical post-fire assessment procedure.

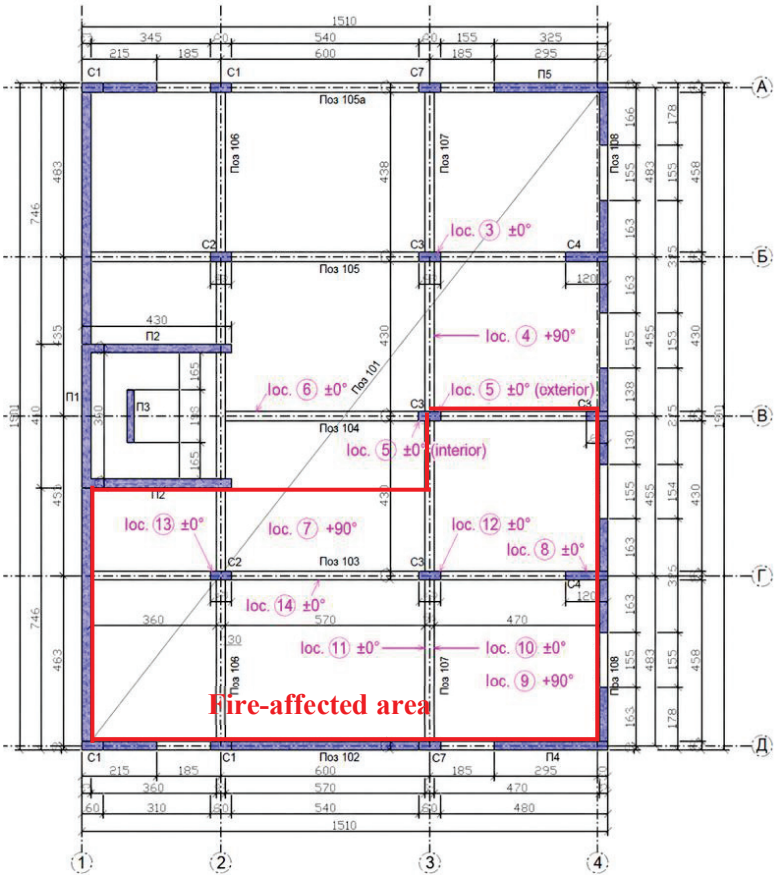


Figure 3: Basement floor plan showing the fire-affected area and locations of non-destructive testing

Figure 4: Complete degradation of the concrete and collapse of the RC floor slab between Axes 2 and 3

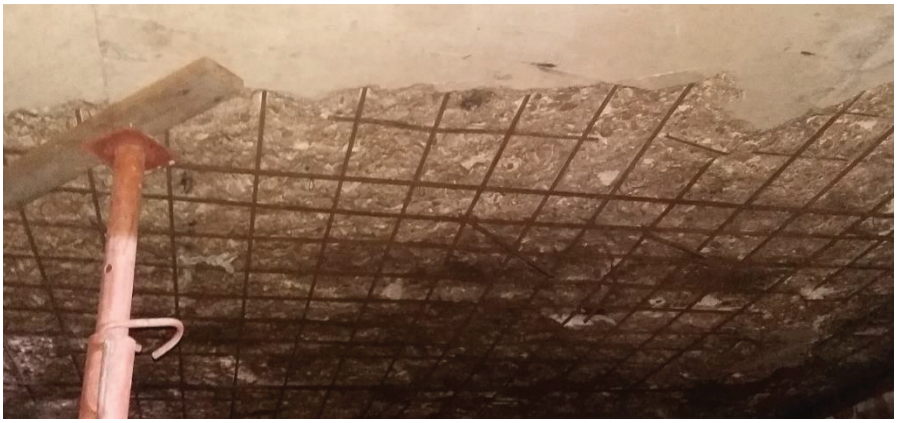


Figure 5: Extensive spalling of the concrete cover of the RC floor slab between Axes 1 and 2

4.2. INVESTIGATION AND ASSESSMENT OF RESIDUAL CAPACITY

After the visual inspection, non-destructive testing was carried out to obtain additional information about the condition and strength of the concrete. A Schmidt hammer was used to estimate the compressive strength of the concrete at 14 measurement locations (Fig. 3), including slabs, beams, columns and reinforced-concrete walls. The measured results showed differences between the investigated locations, which helped identify areas with more pronounced fire effects and provided additional information for the structural assessment.

However, the assessment was not based only on visual observations and measurements. Because high temperatures can significantly reduce the mechanical and stiffness properties of concrete and reinforcement, a combined thermal and structural analysis was performed. The reinforced-concrete frame designated as Frame G, which had experienced significant visible damage, was selected for detailed analysis. The analysis was performed using the SAFIR software, specifically developed for thermal and structural analysis of fire-exposed structures.

Based on the fire conditions, including the fire load density and ventilation factor, and taking into account the temperatures measured by the firefighters, the fire was modelled using the ISO 834 standard temperature–time curve. The analysis considered temperature-dependent thermal and mechanical properties of concrete and steel in accordance with Eurocode 2, Part 1-2.

The numerical analysis indicated a calculated fire resistance period of approximately 2.8 hours for the investigated frame. Failure in the model occurred due to the formation of a plastic hinge in the middle span. The beams survived the fire exposure but experienced visible damage and plastic deformations associated with yielding of the reinforcement. Importantly, the analytical results were consistent with the damage observed during the site inspection. The 500°C isotherm was located approximately 3–4 cm below the exposed surface (Fig. 6), indicating that a significant part of the concrete cross-section retained its initial load-bearing capacity. This conclusion was also consistent with the Schmidt hammer measurements.

4.3. REHABILITATION STRATEGY

Based on the combined visual inspection, measurements and thermal-structural analysis, a targeted rehabilitation strategy was selected rather than complete demolition of the structure. Elements with severe and clearly visible damage were assigned complete replacement, while elements with residual capacity were rehabilitated or strengthened (Fig.7).

The severely damaged floor slab was removed and replaced with a new 14 cm thick reinforced-concrete slab. The existing reinforcement that remained suitable was incorporated into the new structural system, while additional reinforcement was provided in both directions.

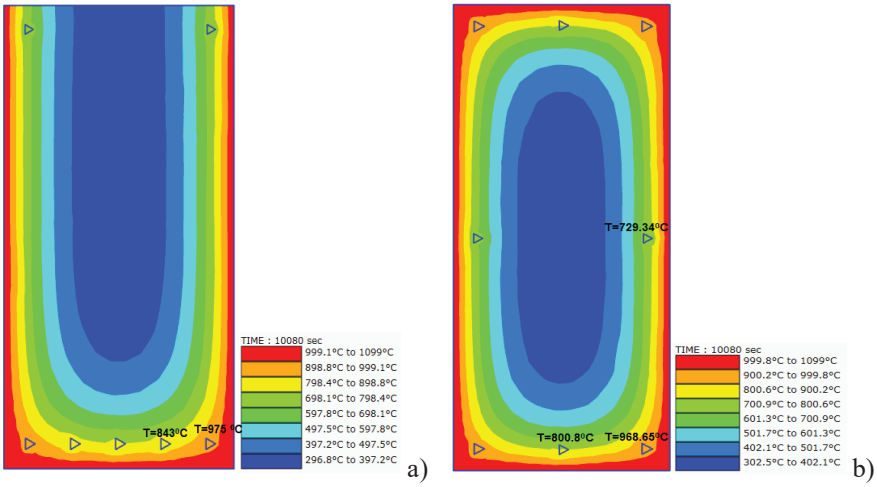


Figure 6: Isotherms in the cross sections of a) beam b) column, at moment t=2,8 hours

Figure 7: Repair and strengthening of fire damaged RC structural elements

For partially damaged slab areas, the degraded concrete cover was removed, anchors and additional reinforcement were installed, and a new concrete layer was applied using shotcrete. Similar rehabilitation was specified for the damaged basement reinforced-concrete walls.

The columns C2 and C3 were strengthened by increasing their cross-sectional dimensions and adding new reinforcement. The existing columns were enlarged with a new reinforced-concrete layer, while the connection with the existing foundation was achieved using anchored reinforcement.

The damaged beams were rehabilitated by increasing their cross-section on three sides. New reinforced-concrete portions were added parallel to the existing beams and connected to the existing structure using anchors and stirrups. Following the strengthening, the beam cross-section was increased to approximately 50/55 cm.

This case demonstrates a complete and practical post-fire structural assessment workflow. The procedure began with securing and visually inspecting the damaged structure, followed by systematic documentation and non-destructive testing. The residual structural capacity was then evaluated through a combination of experimental measurements and numerical thermal-structural analysis. Finally, the results were used to distinguish between elements requiring complete replacement and those suitable for repair or strengthening.

The main principle of the rehabilitation was therefore not to replace the entire structure, but to restore the required structural capacity by applying appropriate measures according to the

actual level of damage. The combination of slab replacement, local concrete repair, shotcrete, additional reinforcement and enlargement of beams and columns allowed the damaged structural system to be returned towards its original mechanical capacity. The case therefore represents a good example of how a systematic post-fire investigation can lead to a technically justified and targeted rehabilitation strategy.

5. CONCLUSIONS

Fire exposure may significantly impair the structural performance of reinforced concrete members despite the non-combustible nature and inherent fire resistance of concrete. Reliable evaluation of fire-damaged structures therefore requires a comprehensive assessment of both concrete and reinforcing steel before decisions regarding repair or demolition are made.

The following conclusions can be drawn from this study:

1. Visual inspection provides essential preliminary information but is insufficient for evaluating the residual structural capacity of fire-damaged reinforced concrete structures. Reliable assessment requires the integration of field observations with laboratory investigations and numerical analyses.
2. Experimental testing and thermo-mechanical numerical modelling complement each other in estimating the residual mechanical properties of structural members. Their combined application significantly reduces uncertainty in evaluating the remaining load-bearing capacity.
3. The presented case study demonstrated that severe visible fire damage does not necessarily imply loss of structural safety. Although extensive cracking, discoloration, and local spalling were observed, the integrated assessment confirmed that a substantial portion of the structural capacity had been preserved.
4. A rehabilitation strategy based on quantified residual capacity enables targeted strengthening of only the critically damaged structural members. This approach improves structural safety while avoiding unnecessary demolition and reconstruction.
5. Repair and rehabilitation should be regarded as sustainable engineering solutions whenever technically feasible. Comprehensive post-fire assessment supports informed decision-making, extends the service life of existing structures, reduces construction waste, and contributes to more sustainable management of the built environment.

The presented methodology demonstrates that combining inspection, experimental investigation, and advanced numerical analysis provides a reliable basis for post-fire assessment and rehabilitation of reinforced concrete structures. Such integrated engineering approaches are expected to play an increasingly important role as resilience and sustainability become central objectives in structural design and asset management.

REFERENCES

[1] EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.

[2] ISO 834-1:1999. Fire-resistance Tests—Elements of Building Construction—Part 1: General Requirements. International Organization for Standardization.

[3] FIB. FIB Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn, Berlin, 2013.

[4] Buchanan, A.H., Abu, A.K. Structural Design for Fire Safety. 2nd Edition, Wiley, 2017.

[5] Khoury, G.A. (2000). Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures. Progress in Structural Engineering and Materials.

[6] Kodur, V.K.R. (2014). Properties of Concrete at Elevated Temperatures. ISRN Civil Engineering.

E-50
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026049G

Matthieu Guesdon[1], Nicolas Fabry[2], Patrick Ladret[3], Miodrag Stanković[4]

FULL REPLACEMENT OF STAY CABLE SYSTEM: STATE OF THE ART PRACTICES, DEDICATED METHODS, MODERN SYSTEM INTEGRATION, AND RISK MITIGATION

Summary: As many cable stayed bridges built in the 1960s reach the end of their original service life, replacing aging stay cable systems has become a major challenge for infrastructure owners. Corrosion, obsolete protection systems, and modern durability requirements drive the need to upgrade these structures with high performance cables. Freyssinet has developed strong expertise in this field, combining advanced engineering, dedicated equipment, and rigorous risk management. This paper presents Freyssinet's approach through recent projects such as the Hooghly River Bridge, the Galecopper Bridge, and the Marqués de Zafra footbridge. These cases highlight two main challenges: integrating modern cable systems into structures designed for older technologies, and safely managing detensioning operations despite uncertainties about existing cable conditions. Freyssinet addressed these issues by engineering tailored solutions, including redundancy systems, controlled detensioning methods, and the installation of durable, replaceable parallel strand systems. This methodology ensures safe cable replacement while preserving structural integrity and minimizing user impact.

Keywords: stay cable, replacement, clamp, detensioning

POTPUNA ZAMENA SISTEMA KOSIH ZATEGA: SAVREMENA PRAKSA, SPECIJALIZOVANE METODE, INTEGRACIJA MODERNIH SISTEMA I UPRAVLJANJE RIZICIMA

Rezime: Kako se brojni mostovi sa kosim zategama izgrađeni tokom 1960-ih približavaju kraju projektovanog radnog veka, zamena postojećih sistema zatega postaje značajan inženjerski izazov. Glavni razlozi za intervencije su korozija, zastareli sistemi zaštite i savremeni zahtevi u pogledu trajnosti. U radu je prikazan Freyssinetov pristup potpunoj zameni zatega na mostovima Hooghly River i Galecopper i pešačkom mostu Marqués de Zafra, sa posebnim osvrtom na integraciju savremenih sistema u postojeće konstrukcije i bezbedno kontrolisano rasterećenje zatega uprkos neizvesnostima u pogledu njihovog postojećeg stanja. Primenjena rešenja obuhvataju pomoćne sisteme, kontrolisane postupke rasterećenja i ugradnju trajnih i zamenljivih sistema sa paralelnim užadima, uz očuvanje konstrukcijske sigurnosti i minimalno ometanje saobraćaja.

Ključne reči: kose zatege, zamena, stega, smanjenje sile prednaprezanja

[1] Freyssinet, matthieu.guesdon@freyssinet.com
[2] Freyssinet International
[3] Freyssinet Spain
[4] Freyssinet Serbia

1. INTRODUCTION

1.1. AGEING INFRASTRUCTURES FROM THE EARLY DAYS

Cable-stayed bridges and pedestrian footbridges constructed during the 1960s and 1970s are now entering an advanced stage of their service life, where durability-related issues are increasingly observed. Developed during the early phase of stay cable technology, these structures often incorporated design approaches and protective systems that, by today's standards, present limitations in terms of long-term performance. Consequently, a growing body of evidence highlights the occurrence of ageing mechanisms such as steel corrosion, water ingress within cable encapsulation systems, and fretting fatigue between individual wires, occasionally leading to wire failures and a progressive loss of structural capacity. In this context, ensuring the structural integrity and serviceability of such infrastructure has become a critical concern for asset owners and operators.

Regular and comprehensive inspection programmes therefore play a pivotal role in the management of cable-supported structures. These programmes must aim not only to detect visible defects but also to assess hidden degradation mechanisms and predict their evolution. The implementation of appropriate inspection strategies requires a detailed understanding of both the structural system and the specific stay cable technology involved.

1.2. CHALLENGES FOR INSPECTION AND REPLACEMENT

Before the industry evolved by taking into account the first feedbacks on the durability achieved, the installation method improvements and optimal structural solutions & constructive details, many different designs were implemented. This leaves our generation of engineers with a very diverse patrimony of infrastructures:

- Wide diversity of structural configurations & materials (steel or concrete decks and pylons)
- Variability of anchorage layouts (embedded, accessible, saddle-based or discrete anchorages)
- Multiplicity of stay cable technologies (parallel strand systems with or without grout, parallel wire systems, locked coil cables etc.)
- Limited redundancy of certain early designs affecting replacement feasibility
- Operational constraints related to traffic management (partial or full closure)

As a result, both inspection methodologies and cable replacement strategies must be specifically tailored to each individual structure. The feasibility of cable replacement depends strongly on the initial design assumptions, including structural redundancy and the capacity to accommodate load redistribution and acceptable deck deformations during intervention. Furthermore, operational constraints—ranging from partial lane closures to full traffic interruption—significantly influence the construction approach.

This paper presents three representative case studies that illustrate a range of engineering solutions, construction methods, and risk mitigation measures implemented to ensure safe stay cable replacement. Particular emphasis is placed on the integration of modern stay cable technologies into existing structures, thereby enhancing durability, robustness, and long-term performance.

2. HOOGHLY RIVER BRIDGE IN INDIA

2.1. EXISTING CABLE SYSTEM AND MATERIALS

The Vidyasagar Setu (Second Hooghly River Bridge), commissioned in 1992 in Kolkata, is a major cable-stayed bridge with a main span of 457 m and a total length exceeding 800 m. The structure carries very high traffic volumes and is a critical component of the regional transport network. The original stay cable system was based on Parallel Wire System (PWS) technology, consisting of bundles of 7 mm diameter high-strength wires assembled into large cable units. This solution was selected at the time for its high axial stiffness and ease of local manufacturing, contributing to controlled deck deformations and efficient erection procedures.

The cables are arranged in vertical planes outside the main longitudinal girders and are directly anchored into the steel deck structure, without intermediate deviation devices. While structurally efficient, this configuration results in limited redundancy and a high dependency on the integrity of each individual cable. After more than three decades of service in a demanding environment, inspections revealed widespread corrosion phenomena, internal deterioration, and visible wire damage affecting a significant proportion of the stay system. These findings, combined with the strategic importance of the bridge, led to the need for a comprehensive inspection campaign of all 152 cables, and the replacement of a given first batch of cables.

2.2. DETENSIONING SCHEME

The replacement of the PWS cables was governed by exceptionally stringent constraints: the structure offers virtually no redundancy, full traffic closure is not acceptable, and no modification of the existing deck or pylons was permitted. In addition, operations had to be performed primarily under live traffic conditions. These constraints required the development of a highly robust and fully reversible load transfer methodology.

A key innovation lies in the implementation of a modular detensioning system installed directly within the pylon head. This system, referred to as a detensioning chair, enables load transfer at the top anchorage using a hollow jack and threaded mechanical connection. The approach eliminates the need for cutting cables under tension and avoids the use of resins or grouted clamping devices, thereby significantly enhancing safety and controllability. The original anchorage socket remains in place during operations, acting as an inherent fail-safe mechanism in the event of unexpected slippage.

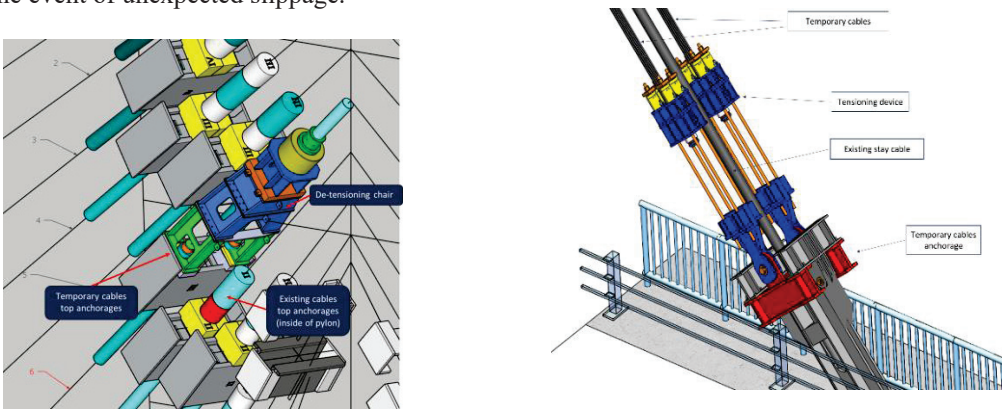


Figure 1: Detension set up at pylon side and innovative tempoary cable anchorage on the existing steelworks

Load transfer is ensured through a temporary stay cable system composed of multiple parallel strands. These temporary stays are anchored to existing structural elements both at the pylon and

at deck level, without any intervention below the deck. The system is adjustable via strand jacks, allowing precise control of force redistribution. Progressive detensioning is performed through controlled release of elastic elongation, with continuous monitoring of forces and structural response.

Once fully detensioned, the existing cable is removed using an innovative lowering system based on rollers running directly on the temporary stay. This eliminates the need for additional highline systems and simplifies operations significantly. The cable is then lowered using a deck-mounted winch, enabling full removal in less than one day, even for long and heavy stays. The entire methodology is designed for repetition and reuse, allowing efficient execution across all 152 cables, if deemed necessary after the initial inspection campaign.

Figure 2: Detensioned cable being lowered on the temporary cables with roller assemblies

The technological approach delivers several major advantages. From a safety perspective, the elimination of cutting under tension and the avoidance of works below the deck significantly reduce operational risks. In terms of productivity, the use of rapid lowering systems and modular equipment enables short intervention cycles compatible with limited traffic closures. Environmental performance is also improved through the high rate of reuse of temporary equipment and the reduction of heavy temporary structures.

Beyond the specific case of the Vidyasagar Setu, the developed methodology establishes a benchmark for the replacement of ageing PWS cable systems worldwide. Many cable-stayed bridges constructed in the late 20th century are now facing similar durability issues, and the approach developed for this project offers a scalable and transferable solution applicable to a wide range of structures.

2.3. IMPLEMENTATION OF A MODERN STAY CABLE SYSTEM

The replacement strategy is built on the implementation of a modern stay cable system compatible with the existing structure while significantly enhancing durability, maintainability, and overall robustness. Although the detailed configuration of the final system is project-specific, the design philosophy focuses on modularity, inspectability, and ease of future replacement.

The modern stay cable system was designed to feature every refinement one would expect from a high durability stay cable system:

- High fatigue resistance anchorage with reversible watertightness design,
- High performance viscous dampers,
- Fire protection for a 1100°C load case and a 60 minute rating up to a heigh of 10m above deck level and including a full encapsulation of the anchorage area above the deck.

Figure 3: Cable fire encapsulation at deck anchorage

3. MARQUES DE ZAFRA FOOTBRIDGE IN SPAIN

3.1. EXISTING CABLE SYSTEM AND MATERIALS

The Marqués de Zafra footbridge, constructed in 1976 in Madrid, is one of the earliest cable-stayed pedestrian bridges in Spain. The structural system consists of a prestressed concrete deck supported by reinforced concrete pylons and a network of inclined, vertical, and backstay cables. The original stay cables were composed of ungalvanized 7 mm diameter prestressing wires with a tensile strength of approximately 1770 MPa, enclosed within polyethylene sheaths and injected with cementitious grout.

The cable system included inclined stays supporting the main span, vertical stays aligned with the pylons, and backstays connected to the side spans and anchored to abutments through tiedown cables. While this configuration ensured global equilibrium, it relied on a relatively low level of redundancy and on protective systems typical of the 1970s. Inspections performed in 2020 highlighted significant durability issues, including water ingress, lack of watertightness at the upper anchorages, internal voids in grout, and active corrosion of steel wires. In extreme cases, cross-sectional losses approaching 30% were observed in critical cables, raising concerns regarding structural safety and long-term performance. These findings led to the decision to replace the entire stay cable system.

Figure 4: PWS cable recorded during inspection stage

3.2. DETENSIONING SCHEME

Given the uncertainty regarding the residual capacity of the existing cables and the need to maintain structural stability, the replacement strategy was based on a staged approach ensuring

continuous load transfer. New stay cables were first installed with a low initial tension prior to any intervention on the existing system. This approach allowed the creation of a redundant load path before unloading the original cables.

The detensioning of the existing stays was performed using a bypass system, enabling a controlled transfer of forces from the old cables to the newly installed parallel strand cables. Particular attention was given to the synchronization of operations: new stays were stressed simultaneously and progressively to maintain the global equilibrium of the structure and avoid excessive deformation of the deck and pylons.

In the main span, temporary stays were introduced prior to the replacement of the original cables to further enhance redundancy during critical phases. Replacement operations were generally carried out in pairs of cables to maintain symmetry. Continuous monitoring of structural behaviour—including deck geometry, stay forces, and pylon displacements—was implemented throughout the process, ensuring that the structure remained within acceptable limits at all times. This methodology enabled safe detensioning and removal of the original cables while minimizing risks associated with unknown internal conditions.

3.3. IMPLEMENTATION OF A MODERN STAY CABLE SYSTEM

The rehabilitation project included the installation of a modern parallel strand stay cable system designed to improve durability, robustness, and maintainability. The new system consists of galvanized seven-wire strands (15.7 mm diameter) complying with modern standards, each strand incorporating a triple-layer protection system combining galvanization, wax filling, and individual polyethylene sheathing.

The stay cables are arranged in bundles enclosed within external high-density polyethylene (HDPE) ducts with UV protection. Anchorage systems are based on clevis-type connections, with fixed anchorages at the pylon and adjustable anchorages at the deck, allowing for precise tensioning and future adjustments. The anchorage zones are protected by metallization and paint systems, ensuring long-term corrosion resistance.

Significant design improvements were introduced at the interface between the cables and the structure. At the pylons, a lug-based connection system using prestressing bars enables force transfer while providing accessibility and allowing individual component replacement. At deck level, innovative connection details were developed to minimize intervention on the existing structure while ensuring direct load transfer and redundancy during the replacement process. For backstays, a new independent prestressed concrete anchoring beam was constructed to improve force distribution and durability.

Figure 5: Modern cable layout and connection to the existing structure

The overall system was conceived to facilitate inspection and maintenance, with accessible components and reversible design solutions. In addition, a comprehensive structural health monitoring system was installed to track cable forces, structural displacements, and dynamic behaviour over time. The integration of these modern stay cable technologies significantly enhances the durability and resilience of the structure, while preserving its original architectural concept and heritage value.

Figure 6: Works being delivered about the main ring road in Madrid

4. GALECOPPER BRIDGE IN THE NETHERLANDS

4.1. EXISTING CABLE SYSTEM AND MATERIALS

The Galecopper Bridge, constructed in the early 1970s, is a major cable-supported steel bridge located on the A12 highway in the Netherlands. The original stay cable system consisted of locked-coil cables arranged in a central fan configuration with very limited structural redundancy. Each stay cable was composed of six locked-coil strands of approximately 76 mm in diameter, passing over steel saddles at the pylon tops and anchored into the steel deck structure at both ends.

Figure 7:Corroded lock coil strand used to make up a complete stay cable

After more than 50 years of service, significant durability issues were identified, primarily concentrated at the anchorage zones. These included corrosion phenomena linked to water ingress within the cable system and multiple wire breaks affecting individual strands. The degradation mechanisms were attributed to insufficient sealing and protection in early cable designs, allowing water to penetrate and accumulate at critical points. Given the limited redundancy of the structural system and the strategic importance of the bridge, these pathologies led to the conclusion that a full cable replacement was required.

4.2. DETENSIONING SCHEME

The detensioning and dismantling of the existing locked-coil cables represented a critical phase of the project due to uncertainties regarding their residual capacity and condition, particularly at the lower anchorage zones. The initial concept considered during the tender phase involved the use of double friction clamps and temporary towers positioned at mid-span to cut the cables in elevated locations. However, this approach raised significant safety and constructability concerns, notably related to working at height and the complexity of temporary works.

An alternative detensioning scheme was therefore developed, based on the implementation of a bypass system installed at deck level. This system relied on a single friction clamp connected to a strand jack and anchored to a dedicated detensioning frame fixed to the bridge deck. The bypass arrangement enabled the transfer of cable forces away from the most deteriorated zones, thereby enhancing operational safety and reducing dependency on the original cable integrity.

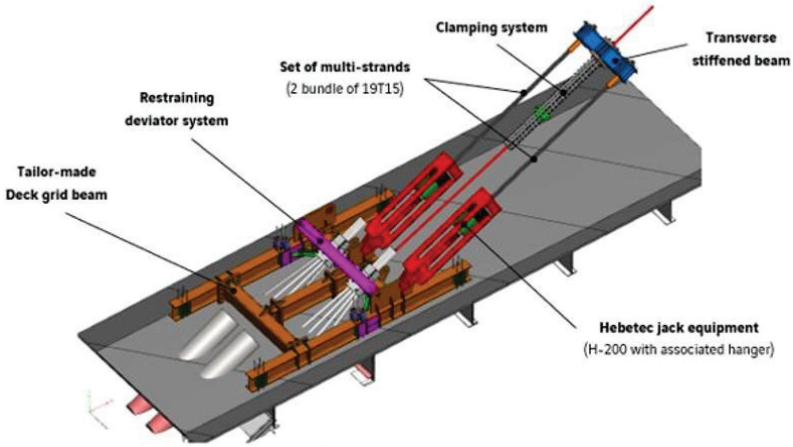


Figure 8: Bespoke detensioning layout allowing to bypasse the most damaged cable section at deck level

The detensioning process was carried out through a carefully controlled sequence involving progressive load transfer from the existing locked-coil strands to newly installed parallel strands. The operation was performed in multiple cycles, ensuring structural stability and maintaining traffic conditions. Continuous monitoring of deck geometry, cable forces, and clamp performance was implemented, with hold points introduced prior to cutting operations. The final cable cutting was carried out remotely using diamond wire sawing techniques, further improving safety conditions. This methodology significantly reduced construction risks while maintaining structural integrity throughout the operation.

4.3. IMPLEMENTATION OF A MODERN STAY CABLE SYSTEM

The replacement strategy was based on the installation of a modern parallel strand system (PSS), selected for its modularity, enhanced durability, and ease of maintenance. This technology allows for staged installation and individual strand replacement, which is particularly advantageous for bridges with limited redundancy such as the Galecopper Bridge.

At deck level, new anchorage systems were designed to improve durability by preventing water ingress. The anchorage pipes were extended above deck level and connected to sealed ducts, ensuring effective protection against environmental exposure. At pylon level, a new saddle system incorporating Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) was

installed. This multi-hole saddle concept allows individually sheathed strands to pass through concrete recesses, providing high friction capacity and continuous corrosion protection without the need for additional grouting.

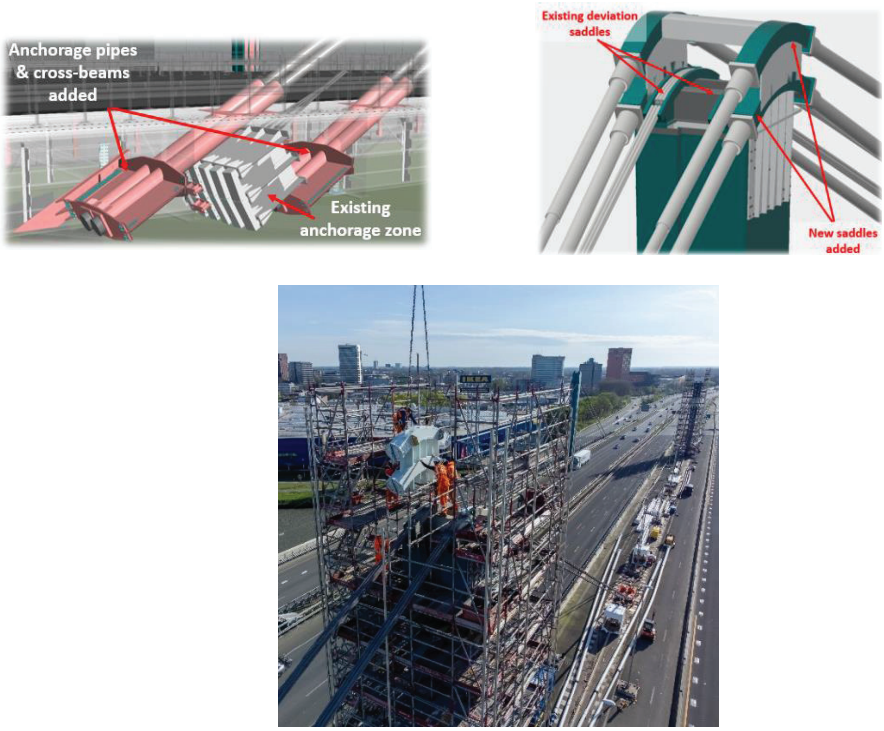


Figure 9: Integration of a modern PSS system into the existing steel structures

In addition to corrosion protection, the new cable system was designed to enhance robustness against accidental actions. A fire protection system was implemented over the lower part of the cables, designed to withstand hydrocarbon fire scenarios with temperatures up to 1100°C for a duration of 60 minutes. The protective system was made accessible and replaceable, contributing to long-term maintainability.

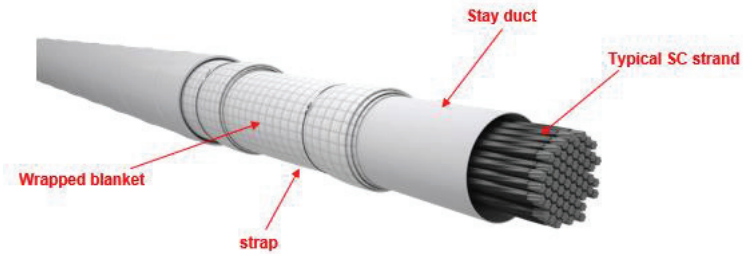


Figure 10: Modern fire protection layout on PSS stay cables

Overall, the integration of the modern stay cable system provided a significant improvement in terms of durability, inspectability, and replaceability. The combination of enhanced protection measures, modular design, and innovative saddle technology ensures that the upgraded bridge meets current standards for performance and resilience while facilitating future maintenance interventions.

5. CONCLUSION

The three case studies presented illustrate the wide spectrum of challenges associated with the inspection and replacement of stay cable systems, ranging from early lock-coil technologies to grouted strand systems and parallel wire systems. Despite their differences in scale, materials, and structural configurations, a number of common engineering principles emerge. Firstly, all projects highlight the critical importance of comprehensive inspection and diagnostic capabilities, enabling the identification of underlying degradation mechanisms—often hidden—and the quantification of residual structural capacity. Secondly, they demonstrate that a deep understanding of stay cable technologies and their historical evolution is essential to define suitable replacement strategies, particularly when dealing with non-redundant systems or obsolete protection concepts.

Furthermore, these case studies underline the necessity of developing project-specific construction methodologies, tailored to the constraints of each structure in terms of redundancy, accessibility, and traffic management. Whether through the implementation of bypass systems, staged redundancy, or fully reversible detensioning methods, the success of each intervention relies on the ability to control load transfer with a high degree of precision and safety. Finally, all three projects confirm the central role of advanced structural modelling, used not only for design verification but also as a real-time decision-support tool to predict structural behaviour throughout the replacement process and to ensure serviceability criteria are met at all stages.

Taken together, these experiences demonstrate that successful stay cable replacement projects require an integrated expertise combining inspection, diagnosis, material and system knowledge, construction engineering, and structural analysis, forming the foundation for a rigorous and reliable approach to the rehabilitation of ageing cable-supported structures.

REFERENCES

[1] Ladret. P, Benito. L, Martin. B, Trotin. N, *fib* congress 2026, Lisbon, Proceedings

[2] Fabry. N, Guesdon. M, Jochims. J, Couwenberg. R, IABSE congress 2025, Ghent, Proceedings

E-51
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026002H

Alain Huynh-Tuong[1], Jean-Roch Lucas[2], Miodrag Stanković[3]

REHABILITATION OF THE A36 WARREN-TYPE VIADUCT

Summary: A first in France: waterproofing of a rehabilitated highway Viaduct using Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC). The rehabilitation of the Viaduct above Saône canal, on the A36 highway in France, provided an opportunity to implement an innovative waterproofing solution for a road bridge, based on the use of UHPFRC. The bridge structure, made of Warren truss girder, consists of a steel framework supporting a concrete deck. Subjected to heavy traffic and high temperatures gradients, the bridge exhibited advanced deterioration of its waterproofing and asphalt pavement system. As part of the overall rehabilitation works, Freyssinet removed the existing paving system – too sensitive for the temperature rises generated by the steel structure – and replaced it with an UHPFRC overlay system. This intervention was carried out under strict operational constraints, minimizing traffic disruption and optimizing construction timelines. The Viaduct above Saône canal project demonstrates the relevance of UHPFRC as a high-performance, durable rehabilitation solution, perfectly suited to the operational requirements of modern motorway infrastructure.

Keywords: UHPFRC, durability, waterproofing, service life

SANACIJA VIJADUKTA A36 SA REŠETKOM TIPA WARREN

Rezime: Prvi put u Francuskoj: hidroizolacija korišćenjem betona sa ultra visokim performansama ojačanog vlaknima (UHPFRC) za saniranje vijadukta na auto-putu. Sanacija vijadukta preko kanala Sona, na autoputu A36 u Francuskoj, pružila je priliku za implementaciju inovativnog rešenja hidroizolacije drumskog mosta zasnovanog na upotrebi UHPFRC. Konstrukciju mosta čini čelični rešetkasti nosač tipa Warren koji nosi betonsku ploču. Usled teškog saobraćaja i velikih temperaturnih gradijenata, na mostu je došlo do preteranog propadanja hidroizolacije i asfaltne kolovozne konstrukcije. U okviru radova na sanaciji mosta, *Freyssinet* je uklonio postojeću asfaltnu kolovoznu konstrukciju, koja je bila isuviše osetljiva na porast temperature uzrokovan čeličnom konstrukcijom, i zamenio je sistemom UHPFRC. Ova intervencija je sprovedena pod strogim operativnim ograničenjima, minimizirajući prekide u saobraćaju i optimizujući vremenske okvire izvođenja. Projekat vijadukta iznad kanala Sona pokazuje značaj UHPFRC-a kao visokokvalitetnog i trajnog rešenja za sanaciju, savršeno prilagođenog operativnim zahtevima moderne infrastrukture auto-puta.

Ključne reči: UHPFRC, trajnost, hidroizolacija, eksploatacioni vek

[1] Freyssinet International & Cie, alain.huyng@freyssinet.com
[2] Freyssinet International & Cie, jean-roch.lucas@freyssinet.com
[3] Freyssinet Serbia, miodrag.stankovic@freyssinet.com

1. INTRODUCTION

The rehabilitation of the viaduct crossing the Saône diversion canal on the A36 motorway represents a first in France, through the adoption of a waterproofing system made of ultra-high performance fiber-reinforced concrete (UHPFRC) (Fig. 1). Previously mainly used for structural applications, this material was employed here as a waterproofing layer, highlighting the potential of UHPFRC for functions traditionally assigned to polymer-based or bituminous systems.

Figure 1: Bridge overview (source Freyssinet)

Located in Côte-d'Or, between Beaune and Dole, the structure is a 100 m long single-span highway viaduct. It consists of two composite steel–concrete decks, supported by extradosed steel Warren-type trusses. Built in the early 1980s, the structure plays a strategic role on the A36 motorway while crossing a navigable canal.

This configuration imposed particularly stringent operational constraints, as neither motorway traffic nor inland waterway navigation could be interrupted during the works.

For several years, the wearing course of the viaduct exhibited recurrent deterioration. Despite repeated repair works, including an intervention in 2018, the defects persisted. In 2020, partial debonding and creep phenomena of the waterproofing–asphalt system were observed, particularly on the slow lane. These degradations made a fundamental intervention unavoidable, going beyond conventional maintenance solutions.

2. DESCRIPTION OF THE CASE STUDY

The analysis of the observed damage revealed a specific phenomenon referred to as the "radiator effect", resulting from the combination of two initial design deficiencies. On the one hand, the combined thickness of the concrete slab and the waterproofing–asphalt system was insufficient to allow efficient heat dissipation during summer conditions. On the other hand, the extradosed steel girders promoted heat conduction and thermal accumulation beneath the deck.

This thermal accumulation, combined with significant daily and seasonal temperature variations, accelerated the creep and debonding mechanisms affecting the waterproofing–asphalt system.

In light of these findings, the concessionaire decided to replace the entire waterproofing system of the viaduct, seeking a solution that would be durable, adapted to the severe thermal constraints of the structure and compatible with continuous heavy motorway traffic.

It was essential not to increase the self-weight of the structure in order to avoid any structural strengthening, which required in particular maintaining a limited asphalt thickness.

Finally, the works had to be completed within a tight schedule, compatible with operational constraints, while ensuring a high level of quality control.

Conventional waterproofing systems were assessed (liquid-applied systems, single-layer prefabricated membranes, combined membrane–resin solutions), but none fulfilled all the specified requirements simultaneously. The operator therefore turned to an innovative solution, widely applied in Switzerland but never previously implemented in France: the use of a UHPFRC overlay directly providing the waterproofing function on the deck soffit (extrados).

3. SOLUTION ADOPTED

UHPFRC is a highly technical material, characterized by exceptional compactness and extremely low permeability, providing effective protection of existing structures against aggressive environments, particularly in the presence of chloride ions.

The compactness of UHPFRC is such that it is now considered a viable waterproofing solution for bridge decks, offering the advantages of a service life exceeding 50 years, the creation of a mineral-to-mineral interface with the existing concrete substrate and a durable and reliable adhesion.

In France, the use of UHPFRC is governed by the following national standards:

- NF P18-470 – Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete: specifications, performance, production and conformity (2016);
- NF P18-710 – National Annex to Eurocode 2: design rules specific to UHPFRC (2016);
- NF P18-451 – Concrete structures execution: specific requirements for UHPFRC (2018).

The waterproofing layer, 3.5 cm thick, was made of UHPFRC with a minimum characteristic compressive strength of 130 MPa, a strain -hardening tensile behavior, achieved through a sufficient content of steel fibers. This behavior allows the material to develop multiple fine cracks without forming macro-cracks, while maintaining very low permeability, even under combined effects of traffic loads, imposed thermal deformations, and restrained shrinkage.

Current experience indicates that a steel fiber content between 3.0% and 4.0% by volume is appropriate for UHPFRC overlays designed to perform a waterproofing function on existing structures, excluding localized reinforcement required for stitching construction joints.

The selected UHPFRC exhibited a Type T2 tensile behavior (slightly strain-hardening) according to NF P18-470, with an elastic limit exceeding 7 MPa, an ultimate tensile strength above 10 MPa, an improved water porosity class (Dp+) and an improved chloride ion diffusion class (Dc+).

Given the 2% longitudinal slope of the deck, a specific mix design incorporating controlled thixotropy was developed to ensure material stability on the slope while maintaining adequate leveling capability.

4. UHPFRC PRODUCTION

The UHPFRC was produced using a dedicated mobile batching plant, equipped with a high-energy planetary mixer, calibrated weighing systems, and an automated batching unit ensuring full traceability of each batch through weight tickets.

At the start of each production shift, a UHPFRC engineer adjusted the first batch by fine-tuning admixture dosages, in order to achieve the target consistency despite daily variations in ambient temperature and humidity.

Each batch was subjected to fresh-state quality control, complemented by regular tests on hardened concrete, ensuring a high level of control over mechanical and durability-related properties.

A steel fiber content of 3.75% by volume, combined with thixotropic behavior, may lead to inhomogeneity risks, notably the formation of fiber clusters ("fiber balls") if the paste rheology is inadequate or fiber dispersion is insufficient. As such defects are incompatible with the required performance, systematic visual inspection during placement was implemented to ensure their detection and prevention.

Figure 2: UHPFRC Batching plant (source Freyssinet)

5. EXECUTION OF WORKS

After milling of the asphalt layer and removal of the existing waterproofing system, the concrete substrate was prepared by hydro demolition, in order to remove approximately 15 mm of deteriorated concrete and achieve sufficient macro-roughness to ensure optimal adhesion of the UHPFRC layer.

The substrate was then pre-wetted to saturation, without free-standing water, and maintained in this condition until UHPFRC placement.

The 3.5 cm thick UHPFRC layer was placed by standard concreting procedures, without mechanical connectors. To prevent cold joints, particular attention was paid to remarrying the material between successive batches.

Due to the thixotropic nature of the material, thickness control required the use of a full-width vibrating screed. Immediately after placement, the surface was protected by the application of a curing compound.

After hardening, the UHPFRC surface was prepared to create micro-roughness, then impregnated with a bonding primer before placing a 5 cm asphalt layer, restoring the original roadway level without increasing the structural self-weight.

To ensure continuous and uniform waterproofing of the deck extrados, the UHPFRC layer was extended over the lateral beams.

Figure 3: Leveling ruler for overlay INSTALLEMENT (source Freyssinet)

The design and execution of construction joints were identified as a key factor in waterproofing continuity. Vertical butt joints were prohibited in favor of horizontal overlaps of at least 120 mm, following principles similar to those used for prefabricated membrane waterproofing systems. The minimum reinforcement ratio crossing construction joints was set at 2.4% of the UHPFRC cross-sectional area. Prior to placing subsequent layers, the underlying UHPFRC surface was systematically cleaned and prepared to ensure adequate micro-roughness.

More generally, particular care was devoted to all singular points, including waterproofing upstands, connections to scuppers and drains, and details around expansion joint nosings.

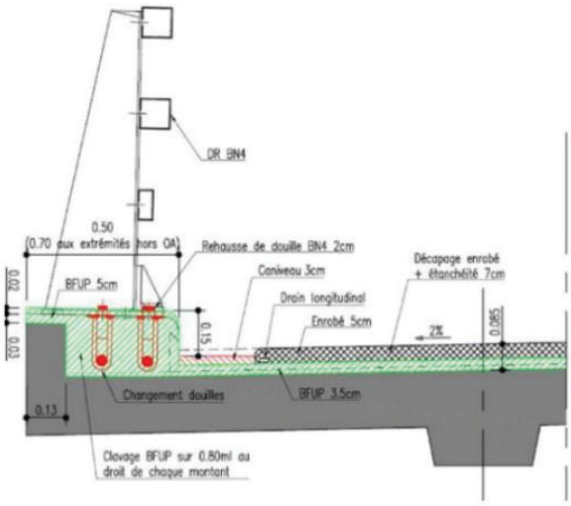


Figure 4: Overlay construction detail for waterproofing continuity (source Freyssinet)

6. CONCLUSION

The works, carried out in spring 2021, were completed within eleven weeks, with traffic maintained through mid-project traffic switching.

In total:

- approximately 150 m³ of UHPFRC were placed,
- incorporating 44 tonnes of steel fibers,
- over a deck surface area of approximately 2,500 m².

This operation demonstrates the importance of a thorough mastery of UHPFRC, both in terms of intrinsic material properties and implementation conditions, which is essential for the success of such a project.

Upon completion, the owner estimated that the service life of this waterproofing solution could be two to three times longer than that of conventional systems.

REFERENCES

[1] NF P18-470 – Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete: specifications, performance, production and conformity (2016)

[2] NF P18-710 – National Annex to Eurocode 2: design rules specific to UHPFRC (2016)

[3] NF P18-451 – Concrete structures execution: specific requirements for UHPFRC (2018)

[4] SIA 2052:2016 - Ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) – Materials, design and execution

[5] Première en France: l'étanchéité d'un viaduc autoroutier rénovée avec du BFUP | Infociments

[6] Réalisations: Pont de Warren | Smart-Up

ДГКС ASES | E-52
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026036Z

Darko Živković[1], Predrag Blagojević[2], Jelena Bijeljić[3], Nemanja Marković[3], Aleksandar Šutanovac[3]

STRUCTURAL ASSESSMENT AND RETROFITTING MEASURES FOR REINFORCED CONCRETE STADIUM STANDS

Summary: This paper presents an assessment of the condition of the reinforced concrete structure of the stadium grandstands after many years of service and proposes recommendations to ensure its safe continued operation. The research focuses on deterioration of concrete and reinforcement in elements of the primary and secondary structural systems, including areas that were previously inaccessible for inspection during the facility's operation. New structural calculation models were developed to compare the obtained results with the values given in the original design documentation. Based on the analyses and inspections performed, recommendations are provided for eliminating the identified deficiencies and for establishing appropriate monitoring of the reinforced concrete structure during its future service life. After rehabilitation, the structure has remained in operation with continuous monitoring of its behavior and structural performance.

Keywords: reinforced concrete structure, damage, corrosion, rehabilitation, strengthening

PROCENA STANJA ARMIRANOBETONSKE KONSTRUKCIJE TRIBINA SA PREDLOGOM MERA ZA SANACIJU

Rezime: U radu je opisano stanje armiranobetonske konstrukcije tribina atletskog stadiona nakon upotrebnog veka od 50 godina i predložene mere za sigurnu dalju eksploataciju. Prikazana su uočena oštećenja na betonu i armaturi delova primarne i sekundarne konstrukcije, nedostupnih pregledu u toku upotrebe objekta. Predstavljeni su novi proračunski modeli oformljeni radi upoređivanja rezultata sa vrednostima iz osnovne projektne dokumentacije. Komentarisane su razlike između važeće i tehničke regulative iz perioda projektovanja i izvođenja objekta. Predstavljeni su zaključci i predlog aktivnosti potrebnih za otklanjanje uočenih problema i za monitoring armiranobetonske konstrukcije u daljem upotrebnom periodu. Sanirana armiranobetonska konstrukcija je već nekoliko godina u eksploataciji uz stalno praćenje ponašanja.

Ključne reči: armiranobetonska konstrukcija, oštećenje, korozija, sanacija, ojačanje

[1] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, darko.zivkovic@gaf.ni.ac.rs
[2] Biro za projektovanje i konsultantske usluge H168 Niš
[3] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš

1. INTRODUCTION

The athletics stadium of the "Ibar" Sports Center in Kraljevo was designed in 1970 and constructed two years later. In addition to a natural grass playing field and an athletics track, the facility includes a single spectator stand with a seating capacity of 1,000. Auxiliary spaces and support facilities are located beneath the grandstand structure (Figure 1).

Figure 1: Former appearance of the athletics stadium in Kraljevo

Following several decades of service, a comprehensive reconstruction of the stadium was initiated. During this process, deterioration of the grandstand structure was identified, primarily in the form of reinforcement corrosion and concrete damage, necessitating a more detailed assessment of the condition of the reinforced concrete load-bearing structure.

The assessment of the structural system and the observed damage was based on the available original design documentation [1],[2]. All data used in the analysis were obtained from the existing project documentation and from on-site inspections of the structure. Particular consideration was given to the fact that, at the time of the design and construction of the facility, the regulations and standards currently governing the design and analysis of reinforced concrete structures and structural elements were not yet in force.

2. DESCRIPTION OF THE EXISTING CONDITION

From a structural perspective, the stadium grandstand consists of a monolithic reinforced concrete frame structure (Figure 2).

The retaining walls in contact with the soil are constructed of reinforced concrete with thicknesses ranging from 25 cm to 35 cm. The reinforced concrete columns have cross-sectional dimensions of 30 × 60 cm and 60 × 60 cm. The primary beams have cross-sectional dimensions of 30 × 80 cm. The seating support beams have dimensions of 15 × 46 cm and are spaced at 80 cm center-to-center, supporting reinforced concrete slabs with a thickness of 6 cm. The spatial frame structure is founded on isolated footings, while strip foundations are provided for the reinforced concrete retaining walls.

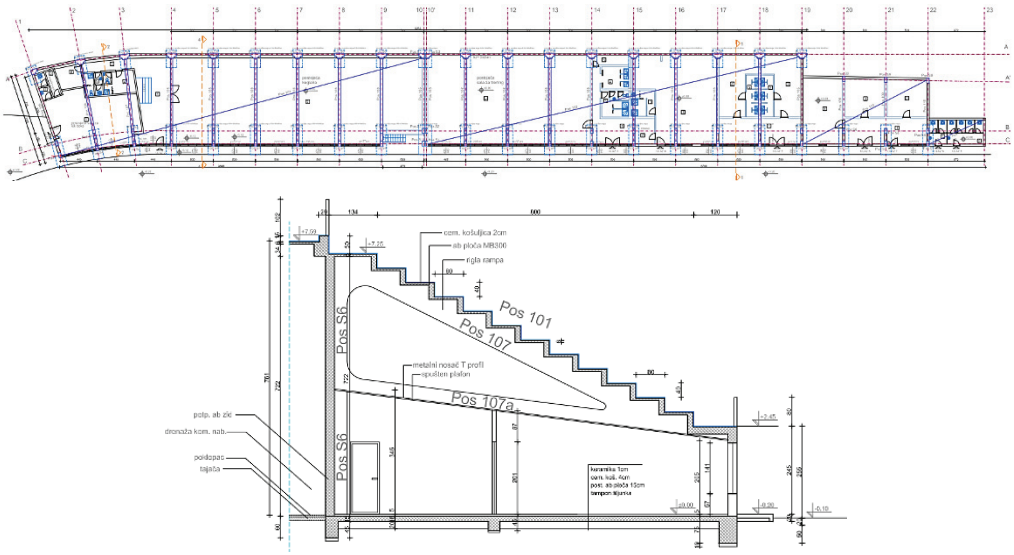


Figure 2: Structural layout of a section of the grandstand structure of the athletics stadium in Kraljevo

Following many years of service, the condition of the grandstand structure indicated the need for reconstruction. After the removal of the suspended ceilings beneath the grandstands, reinforcement corrosion and concrete deterioration were observed in both the primary and secondary reinforced concrete structural elements. These structural components had not been accessible or visible during the service life of the facility.

Significant portions of the load-bearing structure beneath the grandstands were found to have insufficient concrete cover, with both transverse and longitudinal reinforcement visibly exposed and undergoing active corrosion. Concrete spalling was also observed (Figures 3 and 4), most likely resulting from reinforcement corrosion and repeated freeze–thaw cycles.

Figures 3 and 4: Damages to the reinforced concrete grandstand structure

The extent of deterioration observed in the structural elements varied significantly. The reinforced concrete seat-support beams and reinforced concrete grandstand seating slabs exhibited both moderate and severe deterioration of the concrete and reinforcing steel, including complete rupture of reinforcing bars in certain cross-sections as a consequence of advanced corrosion. The columns, primary reinforced concrete beams, and reinforced concrete walls were characterized by moderate to minor deterioration of the same type.

In addition to the detachment of the plaster finish applied to the reinforced concrete structural elements of the grandstands, traces of water infiltration indicated deterioration and the absence of an effective waterproofing system (Figure 5).

Figure 5: Damage to the reinforced concrete grandstand structure

3. STRUCTURAL ANALYSIS

The structural analysis was performed using the software package for static and dynamic analysis of spatial structures, *Tower 7* (© Radimpex, Belgrade), based on a three-dimensional computational model of the structure (Figure 6). The structural system was assumed to be non-sway. The effective buckling length factors were determined separately and specified during the design verification of the columns. The ends of the frame members were assumed to be laterally restrained. The computational model was developed in full accordance with the original design documentation [1],[2] and the dimensions of the as-built structure.

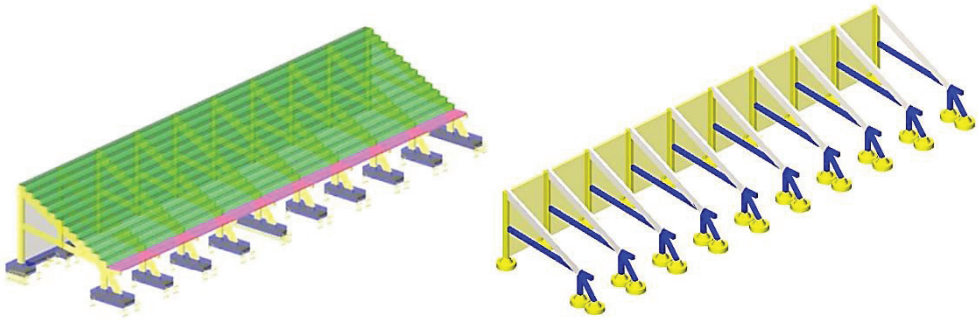


Figure 6: Isometric view of the computational model of the grandstand structure

The original structural design considered variable imposed loads (6.5 kN/m²) and active earth pressure, in accordance with the regulations in force at the time of design.

However, variable surcharge loads acting on the soil adjacent to the structure, seismic actions, and thermal effects were not included in the original design documentation. The considered actions were incorporated into the present verification analysis in accordance with the applicable design codes and standards in force at the time of the assessment (2019) [4–6]. Furthermore, the assessment was additionally performed with reference to the provisions of design codes and standards that were not mandatory at that time but were considered relevant supplementary guidelines for the evaluation of the structural performance [7–10].

At the request of the occupant of the space beneath the grandstands (the bowling alley), a modification of the geometry of one of the beams within the transverse frame located along Axis 5 was also considered (Figure 7).

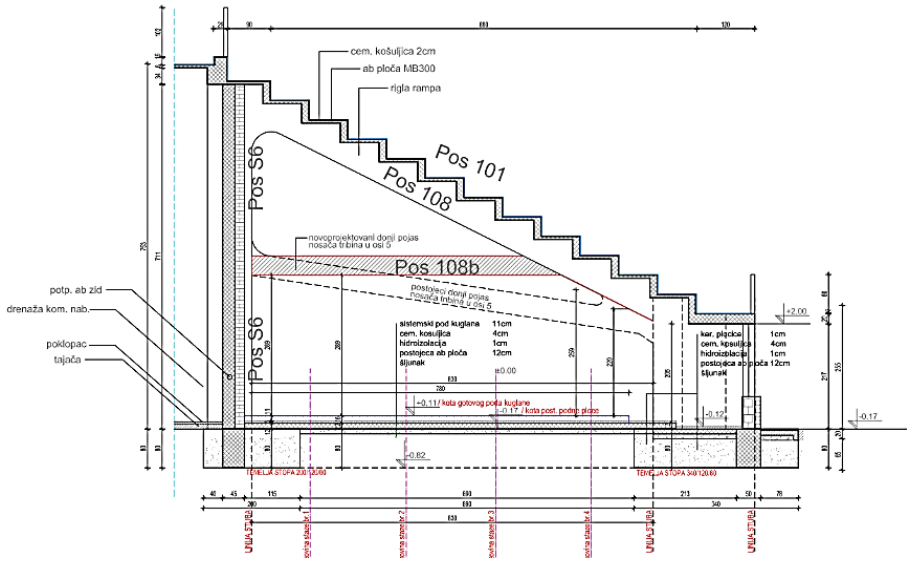


Figure 7: Modification of the geometry of the reinforced concrete beam within the transverse frame

The structural assessment included nine computational models encompassing all structural elements under different service stages, loading conditions, and structural configurations. This approach was adopted to enable a comprehensive comparison with the results obtained from the original design calculations.

Based on the analysis of the results obtained from the structural verification analyses of all models, the following conclusions were drawn:

- The existing structural system was neither designed nor constructed to resist seismic actions or the surcharge loads imposed by vehicular traffic on the roadway located in the immediate vicinity of the structure.
- The existing structural elements have been adversely affected by reinforcement corrosion and concrete deterioration.
- Rehabilitation of all damaged structural elements is required, together with strengthening of the reinforced concrete structural members to ensure adequate resistance to seismic actions and traffic-induced loading from the adjacent roadway.
- The strengthening of the existing structural elements should be carried out in accordance with the recommendations provided.

4. STRUCTURAL RETROFITTING MEASURES

To ensure that the existing reinforced concrete structure can safely resist the actions prescribed by current regulations and standards, a comprehensive rehabilitation program was proposed. The program includes the repair of existing concrete and reinforcement deterioration, as well as the strengthening of all structural elements of the stadium grandstands, in accordance with the results of the structural verification analysis and the recommendations provided for the execution of rehabilitation and strengthening works.

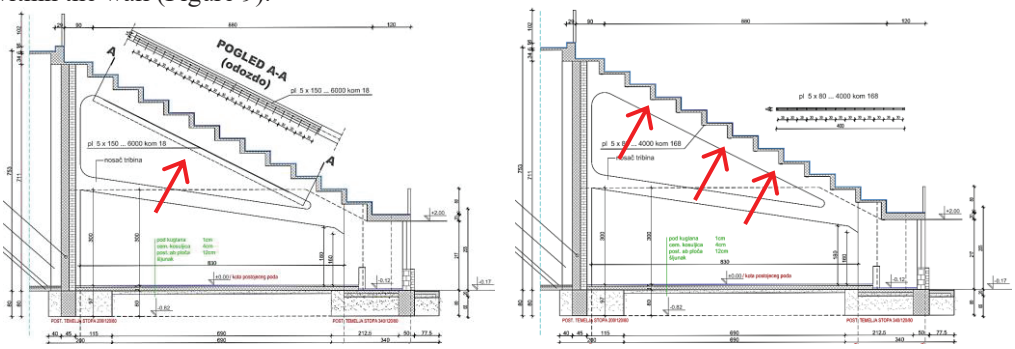
4.1. STRUCTURAL REPAIR MEASURES

The condition of the deteriorated concrete and corroded reinforcement required remedial intervention involving the removal of all damaged concrete and existing plaster finishes, followed

by the cleaning of reinforcement bars affected by corrosion. After thorough cleaning, the reinforcement of the structural elements was treated with a corrosion protection system. Subsequently, all reinforced concrete elements were restored to their original design geometry through the application of suitable repair mortars. In addition, the installation of a new waterproofing system for the beams and seating slabs of the grandstands was specified.

4.2. STRUCTURAL STRENGTHENING MEASURES

The strengthening of the reinforced concrete structural elements was carried out using steel plates. In accordance with the results of the structural verification analysis, all beam elements were strengthened by applying steel strips only to the lower tension zone within the span (Figures 8a and 8b). Strengthening of the reinforced concrete retaining wall was performed by applying steel strips on the interior side of the sub-stand spaces, in the zones of maximum internal actions within the wall (Figure 9).



(a) (b)

Figure 8: Strengthening of ramp stringers (a) and strengthening of seat-support beams of the grandstand (b)

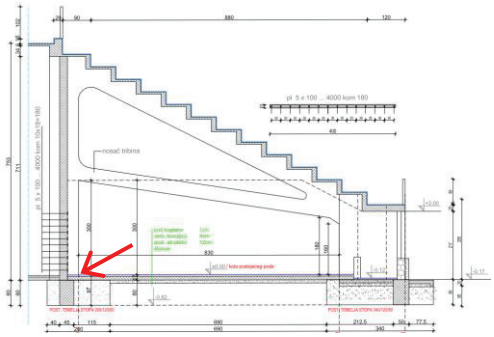


Figure 9: Strengthening of the reinforced concrete retaining wall

The arrangement and dimensions of the epoxy-bonded steel plates were defined to achieve the required enhancement of the flexural load-carrying capacity of the reinforced concrete members. Since the strengthening intervention for the beams and walls was designed to be implemented within a single region only, the ultimate limit state verification was conducted by applying a linear elastic analysis with limited redistribution of bending moments. Furthermore, the mechanical properties of the steel plates were selected to be consistent with those of the existing reinforcing steel, which represents a favorable condition regarding the structural compatibility of the strengthened members. The improvement in the flexural resistance of the reinforced concrete members achieved through the application of epoxy-bonded steel plates also contributed positively to the serviceability limit state verification. The calculated stress levels,

crack widths, and deformation values obtained from the control model incorporating the simulated strengthening remained within the specified admissible ranges.

In order to achieve the full effectiveness of strengthening reinforced concrete members using steel plates, it is essential to ensure the initial conditions related to the physico-mechanical properties of the existing concrete. Accordingly, measurements of concrete moisture content and pull-off testing were performed. Following confirmation of the applicability of the selected strengthening technique, a strengthening procedure for the considered structural elements was proposed in accordance with the performed design calculations and the recommended execution sequence. In this case, an epoxy adhesive, also serving as a repair mortar, manufactured by a reputable producer was selected, as its mechanical and bonding properties ensure adequate composite action between the existing concrete substrate and the steel plates. Full compliance with the manufacturer's technical recommendations for the application of the epoxy adhesive was required, including the presence of the manufacturer's technical representative during the initial stage of implementation.

The recommended sequence of strengthening procedures is as follows:

- Marking of the steel plate positions in accordance with the rehabilitation design layout.
- Surface preparation of the marked concrete areas using appropriate abrasive techniques.
- Marking and drilling of holes in the steel plates in accordance with the rehabilitation design.
- Application of anticorrosive protection coating to one side and all edge surfaces of the steel plates.
- Surface treatment of the bonding side of the steel plates using suitable abrasive methods.
- Positioning of the steel plates at the designed locations and drilling of corresponding holes in the reinforced concrete.
- Trial installation of the steel plates followed by their removal.
- Application of epoxy adhesive "Sikadur 31" (or equivalent approved product) to the steel plates.
- Installation and fixing of the steel plates at the prepared locations.
- Temporary shoring of the structural element, ensuring the introduction of a slight pre-camber (counter-deflection) until the adhesive achieves full curing.
- Continuous monitoring of the structural response (including potential cracking and deformations) during load redistribution.
- Establishment of a plan for periodic inspection and monitoring of the structural behaviour of the facility.

4.3. RECONSTRUCTION OF ONE TRANSVERSE FRAME

Reconstruction works on the grandstands also included a modification of the geometry of one transverse frame. The lower inclined beam of the frame was removed and subsequently replaced with a horizontal beam. This intervention was carried out at the request of the user of the sub-stand space in order to increase the clear height in this area.

The procedure involved the removal of concrete from the existing beam while retaining the existing reinforcement and a portion of the concrete in the region of one support, in order to ensure a rigid connection. The new beam was constructed by adapting the configuration of the existing reinforcement bars, supplemented with additional reinforcement where required, followed by concreting (Figure 10).

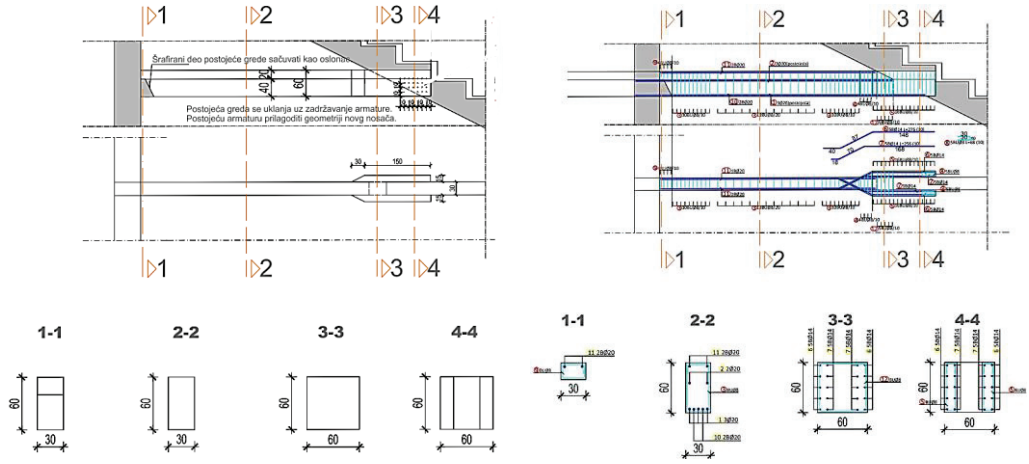


Figure 10: New beam of a transverse frame

5. CONCLUSION

This paper presents a methodology that, rationally and cost-effectively, enables both the repair and subsequent strengthening of an existing monolithic reinforced concrete structure using steel plates. The construction period of the facility (1970–1972) justified a structural verification analysis due to differences between the regulations applicable at the time of design and construction and those currently in force.

The strengthening of all reinforced concrete beams and the retaining wall was executed exclusively from the sub-stand space, which represents a simpler and economically more favourable approach. The applied rehabilitation procedures fully eliminated the observed deterioration of concrete and reinforcement within the grandstand structure. Based on the proposed plan and programme for periodic inspection and monitoring of the structural performance of the facility, the user conducted visual inspections of the structure at six-month intervals following the completion of the grandstand reconstruction works in 2021. The reinforced concrete elements were monitored with the aim of detecting any potential signs of deterioration, including the occurrence and development of cracks and deformations, as well as increased moisture content and corrosion-induced staining associated with the reinforcing steel. The grandstands of the athletics stadium have remained in service for five years without any newly detected signs of deterioration.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development, and Innovation of the Republic of Serbia, under the Contract on Financing Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš – Reference No. 451-03-34/2026-03/200095 dated 05 February 2026.

REFERENCES

[1] Direkcija za urbanizam, projektovanje i izgradnju Kraljevo, Glavni projekat atletskog stadiona “Metalac” u Kraljevu, Kraljevo, 1970.

[2] Direkcija za urbanizam, projektovanje i izgradnju Kraljevo, Statički proračun i statički detalji atletskog stadiona “Metalac” u Kraljevu, Kraljevo, 1970.

[3] „GR SPORT“ d.o.o. Sremska Mitrovica, Projekat konstruktivne sanacije tribina, rekonstrukcija i dogradnja, Sremska Mitrovica, 2019.

[4] Pravilnik o tehničkim normativima za opterećenje nosećih građevinskih konstrukcija (Sl. list SFRJ 26/88)

[5] Pravilnik o tehničkim normativima za beton i armirani beton (Sl. list SFRJ 11/87)

[6] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima (Sl. list SFRJ 31/81,49/82, 29/83, 21/88, 52/90)

[7] Evrokod 1–Dejstva na konstrukcije–Deo 1-1: Zapreminske težine, sopstvena težina, korisna opterećenja za zgrade, EN 1991-1-1:2002, Beograd, 2009.

[8] Evrokod 2–Proračun betonskih konstrukcija–Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, EN 1992-1-1:2004, Beograd, 2006.

[9] Evrokod 8–Proračun betonskih konstrukcija–Deo 1: Opšta pravila, seizmička dejstva i pravila za zgrade, EN 1998-1:2004, Beograd, 2009.

[10] Evrokod 8–Proračun betonskih konstrukcija–Deo 1: Procena stanja i ojačanje zgrada, EN 1998-3:2005, Beograd, 2009.

[11] srb.sika.com, TEHNIČKI LIST - Sikadur®-31 CF Normal

E-53
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026072R

Aleksandar Radević[1], Dragan Nikolić[2], Marko Marinković[3]

TESTING OF MASONRY WALLS FOR STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT AND MASONRY STRUCTURE DESIGN

Summary: The assessment of existing masonry structures requires reliable information on their actual material properties, stress state, stiffness, and load-bearing capacity. This paper presents a methodology for the investigation and characterization of existing masonry walls, combining visual inspection, laboratory testing of masonry units and mortar, and in-situ testing using flat jacks. Particular emphasis is placed on the compliance of the assessment procedures with applicable regulations and Eurocode provisions, as well as on the importance of properly defining the input parameters for structural analysis. Practical examples are presented to illustrate typical problems and the methods used for their identification. The test results are analysed in the context of preparing structural condition assessment reports and their application in engineering practice, with the aim of achieving a more reliable determination of the load-bearing capacity and resistance of masonry structures.

Keywords: existing masonry structures, structural assessment, in-situ testing, flat jack, shear strength

ISPITIVANJE ZIDANIH ZIDOVA U FUNKCIJI PROCENE STANJA KONSTRUKCIJE I PROJEKTOVANJA ZIDANIH KONSTRUKCIJA

Rezime: Procena stanja postojećih zidanih konstrukcija zahteva pouzdane podatke o njihovim stvarnim materijalnim svojstvima, stanju naprezanja, krutosti i nosivosti. U radu je prikazana metodologija ispitivanja i karakterizacije postojećih zidanih zidova, koja obuhvata vizuelni pregled, laboratorijska ispitivanja elemenata za zidanje i maltera, kao i ispitivanja in-situ primenom vazdušnih jastuka (flat jack). Poseban akcenat je na usklađenosti postupaka sa važećim propisima i smernicama Evrokodova, kao i na značaju pravilnog definisanja ulaznih parametara za proračun. Kroz primere iz prakse prikazani su tipični problemi i načini njihove identifikacije. Rezultati ispitivanja analizirani su u kontekstu izrade elaborata procene stanja konstrukcije i njihove primene u projektantskoj praksi, sa ciljem pouzdanijeg određivanja nosivosti i otpornosti zidanih objekata.

Ključne reči: postojeće zidane konstrukcije, stanje konstrukcije, in-situ ispitivanje, flat-jack, nosivost na smicanje, čvrstoća pri smicanju

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, aradevic@grf.bg.ac.rs
[2] Academy of Thechnical and Art Applied Studies-Belgrade, Serbia
[3] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

A large proportion of the existing building stock in Serbia and across Europe was constructed several decades ago, in accordance with regulations, construction technologies, and levels of quality control that differ considerably from those applied today. The European Environment Agency estimates that more than 85% of today's buildings will still be in use in 2050 [1]. Consequently, the assessment of existing structures, their rehabilitation, and the extension of their service life will become increasingly important. Reaching the design service life does not automatically mean that a structure is unsafe or that it should be replaced; however, it does mean that the original design assumptions can no longer be relied upon without verification. Before decisions are made regarding a change of use, vertical extension, removal of individual walls, increase in imposed loads, or seismic strengthening, the actual condition of the structure must be assessed and reliable input parameters for structural analysis must be established.

The first step in such a procedure is to review the available technical documentation and conduct an inspection of the structure. An inspection should not be limited to recording visible cracks, but should instead involve the systematic collection of information on the structural system, geometry, support conditions, previous interventions, and all phenomena that may affect load-bearing capacity, stability, serviceability, and durability. During a visual inspection, the location, orientation, and width of cracks and fissures, local crushing, delamination and loss of material, deformations and deflections, signs of settlement, moisture and salt deposits, corrosion of reinforcement and steel components, as well as the condition of connections, floor structures, vaults, foundations, and characteristic structural details are recorded. The findings should be related to the building plans and sections, documented photographically, and classified according to their possible causes and significance. It is particularly important to distinguish between damage that has stabilized and active phenomena, for which additional measurements or monitoring are required.

The importance of inspection is also recognized by the Regulation on Construction Structures [2]. Articles 21–23 prescribe basic and detailed inspections aimed at determining and assessing the condition of a structure. A basic inspection includes a review of the available documentation and a visual inspection of the main structural elements, whereas a detailed inspection includes a thorough examination of foundations, load-bearing elements, structural geometry, supports, corrosion protection, utility connections, and other components relevant to the safety and functioning of the building. Where deficiencies that may affect the fulfilment of the basic requirements are identified during an inspection, the Regulation requires additional checks and testing. Accordingly, a visual inspection should be regarded as the basis for developing an investigation programme, rather than as a substitute for testing and structural analysis.

A testing report represents an important, and often indispensable, source of information. It contains a description of the measurement locations, the methods applied, the results obtained, their statistical analysis, and an expert assessment of the tested materials and structural elements. However, without developing a structural analysis model and verifying the structure, a final conclusion regarding the global load-bearing capacity and stability of the building cannot be drawn solely from such a report. In the authors' previous practice, the majority of assignments involved the preparation of such reports, which were subsequently used as input data by structural designers. A clear distinction between these two levels of documentation is also important for the investor, as it prevents the expectation that partial testing alone constitutes a comprehensive assessment of the condition of the structure.

The scope of testing is determined by the structural type, the planned interventions, and the findings obtained during the inspection. For masonry structures, it is necessary to determine the wall thickness and interconnection, the quality of connections with transverse walls and floor structures, the presence of tie beams, the condition of lintels and areas surrounding openings, as well as the properties of masonry units and mortar. Laboratory testing can be used to determine

the normalized strength of masonry units and the compressive strength of mortar, while in-situ testing can provide information on the existing stress state, modulus of elasticity, and initial shear strength of masonry. The results obtained are used to determine the design properties of masonry in accordance with Eurocode 6 [3] and to develop a realistic structural model. The testing programme should therefore include representative walls from different storeys, orientations, thicknesses, load levels, and states of preservation, rather than being limited to the most accessible measurement locations.

SRPS EN 1998-3 [4] bases the assessment of existing structures on the available documentation, geometry, structural details, and material properties, with the extent of available knowledge affecting the knowledge level and the reliability of the structural analysis. When original documentation is unavailable or the as-built condition differs from the design, assumed values may lead to two equally undesirable outcomes: overestimation of safety or an unnecessarily conservative strengthening design. The structural designer requires data that can be directly incorporated into the analysis, together with a clearly defined method of determination and an indication of the scatter of the results. For the investor, the same data provide a basis for assessing the technical feasibility, risks, scope of works, costs, and consequences of the planned reconstruction before a decision is made.

The visual impression of structural quality is often insufficient. Concrete may have a compact and undamaged surface while core samples reveal low or highly variable strength due to its composition, placement procedures, segregation, or subsequent deterioration. Similarly, in older masonry buildings, the masonry units may be of relatively good quality, while lime-based or degraded mortar may result in low initial shear strength and unfavourable behaviour of the wall under horizontal actions. Therefore, the properties of an individual material should not automatically be extrapolated to the behaviour of the structural element as a whole, nor should the condition of the facade or finishing layers be equated with the condition of the load-bearing structure.

This paper presents methods for characterizing existing masonry walls and selected results obtained from buildings of different types and ages. Particular emphasis is placed on the relationship between inspection findings, experimentally determined properties, and their application in structural analysis. The aim is to demonstrate that a reliable assessment of the condition of an existing structure cannot be derived from a single method or individual test result, but rather from an integrated procedure that combines documentation, inspection, targeted testing, engineering interpretation, and structural verification.

2. METHODOLOGY FOR TESTING THE MATERIAL PROPERTIES OF MASONRY WALLS

2.1. PROPERTIES OF MASONRY UNITS AND MORTAR

For a comprehensive characterization of masonry walls, it is necessary to investigate not only the properties of the walls themselves, but also the characteristics of the masonry units (most commonly bricks) and mortar. In order to obtain brick specimens with their full nominal dimensions, the specimen must first be exposed and separated from the surrounding masonry on all sides. This process is usually accompanied by localized damage to the wall in the sampling area. The specimens obtained in this way must be carefully cleaned of mortar residues, taking particular care to avoid damaging the original brick material during this procedure (Figure 1). Subsequently, a thin layer of cement mortar is applied to both bearing surfaces of the brick specimens. Once the mortar has hardened, the specimens are ready for testing.

Figure 1: Prepared brick specimens

Unlike brick specimens, it is not possible to prepare standard mortar prisms with dimensions of 40×40×160 mm from existing masonry. Namely, mortar in masonry walls is present in the joints between adjacent masonry units, and the thickness of these joints is typically in the range of 10–20 mm. Nevertheless, in order to obtain information on the compressive strength of the mortar, prismatic specimens can be prepared from mortar extracted from the joints by subsequent processing, and these specimens can then be subjected to the relevant tests. For this purpose, the Laboratory for Materials applies an in-house method developed by the Institute for Materials and Structures, according to which mortar fragments extracted from masonry joints are processed into small "cubes" with edge lengths of 10–20 mm, and the compressive strength of the mortar is determined by testing these specimens (see Figure 2).

Figure 2: Processed specimens of mortara

The measured compressive strength can subsequently be converted into the normalized compressive strength, f_b, which is used in structural design. The measured compressive strength is multiplied by the shape factor d, assigned according to the dimensions of the specimens measured after surface preparation (Table 1).

$$f_b = d \cdot f_{m,deklarisano} \tag{1}$$

Table 1: Shape factor d for determining the normalized compressive strength [5]

Width (mm) Height (mm)	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Based on the results of the experimental tests, the compressive strength of the masonry under consideration can subsequently be determined using the empirical relationships provided in Eurocode 6. The characteristic compressive strength of masonry, f_k, according to Eurocode 6 is determined as:

$$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} = 0.55 \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \tag{2}$$

where:
K = 0.55, α = 0.70, β = 0.3,
f_b is normalized compressive strength of the brick,
f_m is compressive strength of the mortar.

2.2. IN-SITU STRESS STATE IN MASONRY WALLS

Prior to any in-situ testing, the test locations must be prepared by removing the surface finish and mortar layer down to the brick units (Figure 3). The mortar should be removed carefully and without applying excessive impact energy in order to avoid damaging the masonry units or disturbing the integrity of the masonry.

The determination of the existing stress state in masonry walls is defined in the RILEM Recommendation MDT. D. 4: *In-situ Stress Tests Based on the Flat Jack* [6]. The test is performed in a series of steps, as shown in Figure 4. After selecting the test location, measurement gauges are installed on the wall at equal distances from the mortar joint that will be removed in one of the subsequent steps. In the second step, the distances between the measurement points are recorded. The selected mortar joint is then removed, and the distances between the measurement points are measured again. The difference between these two measurements represents the deformation of the wall surface caused by the removal of the mortar joint. This deformation is subsequently compensated for using a hydraulic fluid-filled flat jack, which is inserted into the slot created at the location of the removed joint. In the final step, the pressure within the flat jack required to compensate for the deformation of the wall surface caused by the removal of the mortar joint is measured.

Figure 3: Preparation of the test location

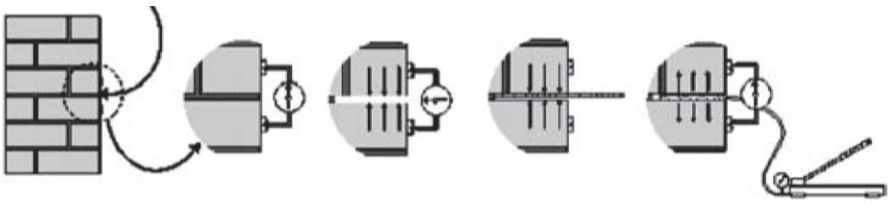


Figure 4: Test procedure according to RILEM Recommendation MDT. D. 4 [6]

Figure 5: Test arrangement for determining the stress state in masonry walls

Once the hydraulic pressure (p) in the flat jack has been measured, the corresponding stress in the wall (S_r) is calculated, i.e., the existing stress state in the masonry wall is determined using the following equation:

$$S_r = K_e \cdot p \cdot A_{slot} / A_{je} \tag{3}$$

where:
K_e is coefficient accounting for the geometry and position of the flat jack and the mortar joint,
A_{slot} is area of the cut in the wall (the area where the mortar joint has been removed),
A_{je} is effective area of the flat jack.

Figure 6: Test arrangement for determining the modulus of elasticity

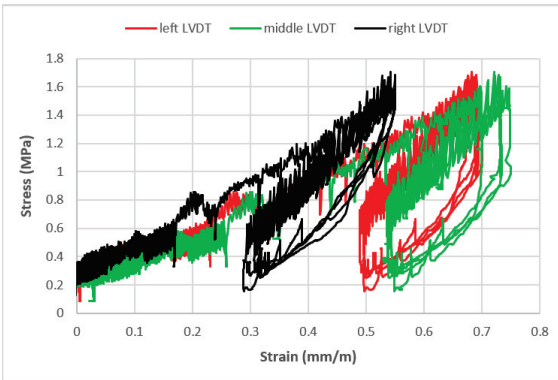


Figure 7: Stress–strain relationship

2.3. MODULUS OF ELASTICITY

The determination of the modulus of elasticity of masonry walls is defined in RILEM Recommendation MDT. D.5 – *In-Situ Stress–Strain Behaviour Tests Based on the Flat Jack* [7]. The test is performed according to the arrangement shown in Figure 6, using three LVDT devices for measuring deformation. After selecting the test location, measurement gauges are installed on the wall at equal distances between two mortar joints, which are subsequently removed. After removing the selected mortar joints, flat jacks are inserted at the respective locations. The LVDT devices are then installed to measure the resulting deformations.

The test procedure involves cyclic loading and unloading of the masonry specimen within the working stress range, effectively conditioning the test area through repeated loading cycles (Figure 7). During the loading and unloading cycles, the pressure in the flat jacks and the deformations measured by the LVDT devices are simultaneously recorded. In accordance with the provisions of the recommendation, the measured values are subsequently converted into stress and strain values in the masonry wall.

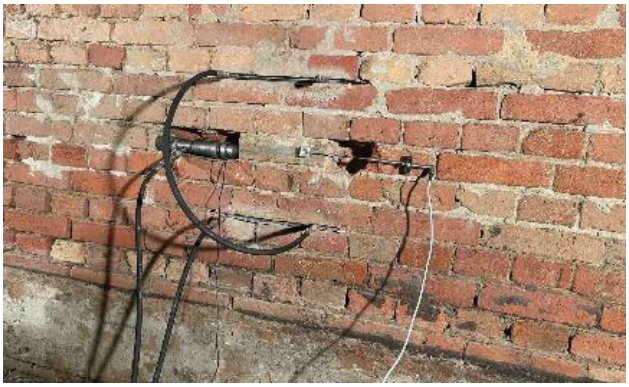


Figure 8: Test arrangement for determining the initial shear strength of masonry walls

2.4. INITIAL SHEAR STRENGTH OF MASONRY WALLS

The determination of the initial shear strength of masonry walls is defined by *ASTM C1531-15 – Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index [8]*. The test is performed according to the arrangement shown in Figure 8. After selecting the test location (the reference brick unit), the adjacent brick units are removed on both its left and right sides to provide sufficient space for installing the testing jack. After the adjacent brick units have been removed, LVDT devices are installed to measure the resulting deformations.

After adjusting the initial compressive stress in the flat jacks, the pressure applied by the testing jack is gradually increased until the shear strength is reached, i.e., until the brick unit subjected to the lateral force slips relative to the surrounding masonry. The force at which the brick unit begins to slip is recorded.

It should be noted that all of the above-mentioned tests are complex, both in terms of preparing the test locations and in terms of conducting the tests themselves. This is primarily due to the often irregular masonry bond patterns and the orientation of the brick units, which may require extensive and demanding destructive interventions to create clearly defined shear planes. In addition, all of the aforementioned tests require appropriate field and laboratory equipment with the required level of measurement accuracy.

3. SELECTED CASE STUDIES OF TESTED STRUCTURES

The following section presents several representative structures on which the previously described testing methods were applied. The obtained values of the investigated parameters are presented in Table 2.

Table 2: Values of the investigated parameters for masonry structures in different buildings

Structures	Hotel Union, Belgrade (Fig. 3.1)	Tunnel beneath the Petrovaradin Fortress (Fig. 3.2)	Former Railway Station in Belgrade (Fig. 3.3)
The normalized compressive strength of the brick	11.3 - 9.4 MPa	11.3 MPa	11.3 MPa
The compressive strength of the mortar	0.5 – 7.7 MPa, (average 2.9 MPa)	0.2 – 2.2 MPa, (average 1.3 MPa)	0.7 – 3.2 MPa, (average 1.7 MPa)
The characteristic compressive strength of masonry, f_k	1.9 – 4.4 MPa, (average 2.9 MPa)	2.2 – 2.8 MPa, (average 2.5 MPa)	2.4 – 3.6 MPa, (average 2.9 MPa)
The modulus of elasticity of the masonry walls	2.8 – 4.5 GPa, (average 3.7 GPa)	4.9 – 8.8 GPa, (average 6.2 GPa)	2.3 – 5.9 GPa, (average 4.3 GPa)
The stress levels within the masonry walls	-	0.39 - 0.92 MPa, (average 0.78 MPa)	0.35 – 1.27 MPa, (average 0.87 MPa)
The initial shear strength of the masonry walls	0.06 - 0.46 MPa, (average 0.18 MPa)	0.29 - 0.65 MPa, (average 0.48 MPa)	0.08 - 0.34 MPa, (average 0.21 MPa)

Figure 9: Hotel Union in Belgrade

Figure 10: Petrovaradin Fortress

Figure 11: Example of testing at the Former Railway Station in Belgrade

Finally, it is important to emphasize that, when assessing the condition of a structure and designing interventions for masonry structures, testing should not be limited to the masonry walls. All other structural elements that may be made of different materials, such as concrete, steel, timber, and similar materials, should also be investigated. In practice, masonry structures are often combined with reinforced concrete (RC) elements, such as horizontal and vertical tie beams, ribbed floor systems, and columns. Given that such structures are typically several decades old, practical experience has shown that the quality of concrete in these structures is often very low. This may lead to the conclusion that the existing concrete does not satisfy the compressive-strength requirements corresponding to structural concrete strength classes.

4. CONCLUSIONS

The assessment and testing of masonry structures represent essential and indispensable activities in evaluating their condition, as they enable a reliable assessment of the actual stress state and load-bearing capacity of masonry walls, some of which may be more than 100 years old. Masonry structures constitute a significant proportion of the existing building stock, particularly among historic and older buildings constructed using bricks, stone, or masonry units of varying quality. Over their long service life, these structures are exposed to a variety of effects, including variable loads, moisture, temperature variations, chemical processes, foundation settlement, and occasional seismic actions. These effects may result in the development of fissures, cracks, deformations, and reductions in load-bearing capacity. Therefore, detailed testing is of particular importance for establishing the actual condition of a structure and identifying, at an early stage, any forms of deterioration that may compromise its stability and safety. The results of testing provide a basis for engineering decisions concerning the need for and methods of repair, rehabilitation, strengthening, or changes in the use of the building. Without adequately performed testing, it is not possible to assess with sufficient confidence whether an existing structure can safely sustain the current or newly proposed loads.

Modern assessment procedures involve the application of both destructive and non-destructive methods. Non-destructive methods allow the structure to be investigated without significantly compromising its integrity, whereas destructive methods provide more precise information on the mechanical properties of materials through laboratory testing of extracted specimens. By combining these methods, reliable information can be obtained regarding masonry strength, mortar quality, the properties of masonry units, the degree of deterioration, and the overall homogeneity of the structure.

The testing of masonry structures is particularly important for buildings located in seismically active areas, where their resistance to earthquake actions must be assessed. Numerous studies have shown that masonry structures are among the most vulnerable structural systems when they have not been designed or constructed in accordance with modern standards. Consequently, test results provide an essential basis for developing numerical models, performing seismic analyses, and designing appropriate strengthening measures. In addition to the safety aspect, the testing of masonry structures also has an important economic role. Early detection of damage can prevent its further progression, reduce rehabilitation costs, and extend the service life of a building. This contributes to more rational building management, preservation of cultural and historical heritage, and improved reliability of structures throughout their service life. Such investigations require careful preparation of test locations, the engagement of a qualified expert team, the use of specialized field and laboratory equipment, as well as the processing and interpretation of data using appropriate software tools. Consequently, the cost of such investigations cannot be expected to be low; however, they represent a justified investment in a reliable assessment of structural condition and in preventing substantially higher costs resulting from incorrect design decisions.

Test results do not necessarily lead to a greater extent of strengthening. An equally important role of testing is to confirm favourable properties that could not be safely assumed without measurements. In the masonry walls of the Hotel Union in Belgrade, significantly different values of initial shear strength were obtained, ranging from 0.06 MPa to 0.46 MPa, with an average value of 0.18 MPa. In certain walls, including those in basement areas, the more favourable results enabled a more realistic verification of load-bearing capacity compared with an analysis based on general and conservative assumptions. Such findings can directly reduce the number and extent of strengthening measures and, consequently, the cost and duration of works, as well as the loss of original and authentic material. Conversely, low measured values indicate locations where intervention is genuinely required. Testing should therefore not be regarded merely as a cost incurred prior to structural design, but rather as a tool for managing both technical and financial risk.

This paper provides a concise overview demonstrating that a properly planned combination of visual inspection, field testing, and laboratory investigations can provide reliable input data for a realistic assessment of the condition and load-bearing capacity of existing masonry structures. The application of such data enables both the structural designer and the investor to make technically justified and economically rational decisions regarding the continued use, reconstruction, rehabilitation, or strengthening of an existing building.

REFERENCES

[1] European Environment Agency, Building renovation: where circular economy and climate meet, EEA Briefing No. 12/2022, Publications Office of the European Union, 2022.

[2] Pravilnik za građevinske konstrukcije, „Službeni glasnik Republike Srbije“, br. 89/2019, 52/2020 i 122/2020.

[3] SRPS EN 1996-1-1/NA:2019– Evrokod 6 – Projektovanje zidanih konstrukcija – Deo 1-1: Opšta pravila za armirane i nearmirane zidane konstrukcije – Nacionalni prilog.

[4] SRPS EN 1998-3:2015, Evrokod 8 – Projektovanje seizmički otpornih konstrukcija – Deo 3: Ocena stanja i ojačanje zgrada; SRPS EN 1998-3/NA:2018, Nacionalni prilog.

[5] SRPS EN 772-1:2016, Metode ispitivanja elemenata za zidanje – Deo 1: Određivanje čvrstoće pri pritisku

[6] RILEM Recommendation MDT.D.4: In-situ stress tests based on the flat jack, Materials and Structures, Vol. 37, August-September 2004, pp 491-496.

[7] RILEM Recommendation MDT.D.5: In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat jack, Materials and Structures, Vol. 37, August-September 2004, pp 497-501.

[8] *ASTM C1531-15 – Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index*.

ДГКС ASES | E-54
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026081P

Predrag Popović[1], James P. Donnelly[2], Dunja Vla[2], Timothy A. Gregor[2], Kenneth P. Marley[2], Tracy R. Naso[2]

REHABILITATION OF O'HARE INTERNATIONAL AIRPORT PARKING STRUCTURE

Summary: The primary parking structure serving O'Hare International Airport was opened for use in 1973 with 10,000 parking spaces and over 240,000 square meters of supported slabs. The six-story concrete structure was primarily reinforced using button-head post-tensioning. A condition assessment was performed in January of 2018 and identified structural deterioration which included freeze-thaw deterioration of concrete, corrosion-related delamination and spalling, and localized eruption of failed button-head tendons. Waterproofing deterioration consisted primarily of wear of waterproofing membranes and damage and wear of expansion joint seals. The resulting multi-year restoration program to extend the service life of the parking structure began in September 2020 and was completed in September 2022. Concrete and post-tensioning repairs to the slab, beams, girders, and columns were performed throughout. Sealant and expansion joint seal replacement were also performed to address leaks. Additionally, a unique structural strengthening repair was implemented at one of the columns that supports a signature helical ramp.

Keywords: concrete deterioration, post-tensioning, concrete repair, strengthening, parking garage

SANACIJA PARKING GARAŽE NA O'HARE INTERNACIONALNOM AERODROMU

Rezime: Primarna parking garaža na internacionalnom aerodromu O'Hare otvorena je za upotrebu 1973. godine sa 10000 parking mesta i preko 240000 kvadratnih metara noseće konstrukcije. Šestospratna betonska konstrukcija je prvenstveno armirana naknadnim prednaprezanjem. Procena stanja je izvršena u januaru 2018. i identifikovana su oštećenja konstrukcije uključujući oštećenje betona od smrzavanja, raslojavanje i ljuštenje povezano sa korozijom, i lokalizovano izbijanje korodiranih kablova. Propadanje hidroizolacije se prvenstveno sastojalo od habanja hidroizolacionih membrana i oštećenja i habanja dilatacionih spojnica. Višegodišnji program sanacije za produženje veka trajanja konstrukcije počeo je u septembru 2020. godine i završen je u septembru 2022. godine. Popravke predrapregnutih kablova i betonskih ploča, greda, nosača i stubova su vršene svuda u garaži. Zamena elastomernih zaptivača i dilatacionih spojnica takođe je izvršena da bi se sprečila curenja. Pored toga, izvedeno je jedinstveno konstrukcijsko ojačanje na jednom od stubova koji nosi tipične spiralne rampe.

Ključne reči: oštećenje betona, naknadno zatezanje, popravka betona, ojačanje, parking garaža

[1] Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE), Northbrook, IL USA, ppopovic@wje.com
[2] Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. (WJE), Northbrook, IL USA

1. DESCRIPTION OF STRUCTURE

The elevated parking structure at O'Hare International Airport is a six-story structure (Figure 1) that was designed by C.F. Murphy Associates of Chicago, Illinois in 1968 and opened for use in 1973. The structure is located on the north side of the airport terminals, and extends between the stations for the automated transit system (ATS) at Terminal 1 on the west and at Terminal 3 on the east. In plan view, the parking structure is shaped like an arch between these two terminals for a length of approximately 325 meters along the southernmost column line and 435 meters along the northernmost column line. Along the north-south column lines, the structure is 140 meters wide. Four pairs of spiral ramps are located in the center of the garage that allow vehicular access to all levels.

Figure 1: Overall view of the south elevation of the elevated parking structure

The structural floor system for the elevated garage levels is constructed of cast-in-place lightweight aggregate structural concrete. The columns typically measure 65 cm by 80 cm. The beams along the north-south column lines and the girders along the east-west column lines are 215 cm wide with unbonded post-tensioned tendons. In between the typical column lines, there are two 30 cm wide post-tensioned concrete joists aligned in a north-south direction and three 30 cm wide conventionally reinforced concrete joists parallel to the arching east-west column lines. In the bays where the expansion joints are located, north-south post-tensioned beams, one on each side of the joint, are used in lieu of the north-south joists. The concrete floor slab located between the joists, beams and girders is approximately 11.5 cm thick and is reinforced in two-directions with deformed welded wire fabric reinforcing. The beams, joists, and girders extend 45 cm below the bottom of the slab.

2. PARKING DECK REPAIRS

The supported floor systems had experienced delamination and spalling of the slab, beam, joist, and column surfaces at many locations throughout the structure due to exposure to deicing salts and water ingress. Additionally, all expansion joint seals in the garage had failed and numerous cracks were allowing moisture and deicing salts to enter the concrete. The moisture and deicing salts reached the level of the reinforcing steel, leading to corrosion of the embedded reinforcement and resulting in concrete delaminations.

Repairs were implemented to address the concrete deterioration. The repair contractor removed the full depth of the 11.5 cm thick structural slab at areas of deterioration and performed partial depth removal at beams and vertical surfaces. Over 90,000 square meters of top surface/full depth repairs and 400 square meters of vertical and overhead repairs were performed. ACI and ICRI recommendations for best practices were followed for designing and implementing the repairs, including concrete removal around the full circumference of exposed reinforcing bars, coating of the exposed steel surfaces with a corrosion-inhibiting coating, providing new supplemental epoxy-coated reinforcement, and using replacement concrete designed to be more resistant to extreme weather exposure. Supplemental reinforcement was installed to address section loss of the existing reinforcement. An overview of one area of concrete repairs ready for concrete placement is shown in Figure 2.

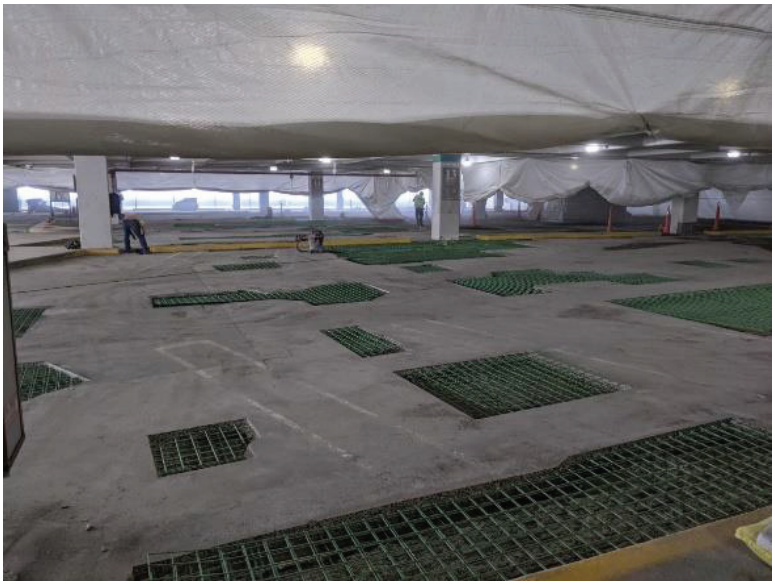


Figure 2: Full depth concrete repair openings in the work enclosure

Maintaining the schedule was critical due to operations disruption and lost income from areas removed from use. Further complicating the work, the site was very sensitive to dust, and the owner required strict dust mitigation. Enclosures were erected around work areas to provide weather protection to help maintain an aggressive construction schedule as well as for security and dust control. Wet sandblasting was utilized to further reduce dust while cleaning the concrete and exposed steel surfaces. The size of some of the full-depth slab repair areas exceed one square meter in area, creating a potential fall hazard to the floor below. Providing fall arrest protection would have slowed progress of the work. To increase the pace of repair work and lessen worker encumbrance, the existing welded-wire-reinforcement exposed within the full-depth repair areas was innovatively load tested to demonstrate the reinforcement's ability to act as an adequate barrier for personnel.

3. POST-TENSIONING REPAIRS

As the contractor performed concrete repairs throughout the garage, the engineer evaluated exposed tendons primarily in girders at repair openings, identifying tendons with various levels of corrosion-related wire loss (Figure 3). Structural analysis of the as-built configuration of the structure, including actual concrete strengths from material testing and the actual number of wires and tendons present, was used to quantify remaining structural capacity. As a result, the threshold

for requiring tendon repair was refined, reducing the repair costs and expediting the repair schedule. Where tendon repairs were necessary, custom anchor plates were fabricated to allow restoration of the button-head system in-kind, reducing the amount of concrete removal required and avoiding the need for supplemental external PT systems. Replacement wire material exceeded the original specified strength, allowing the number of wires needed to be reduced. Four tendons were repaired with 50 meters of post-tensioning wire replaced. Sheathing restoration replaced the paper-wrapped sheathing with new waterproof sheathing materials to extend the life of the repaired tendons. Over 230 meters of sheathing repair was performed. After installation of the new tendons, the wires were stressed (Figure 4) and the surrounding concrete restored.

Figure 3: Fractured and heavily corroded girder tendon exposed in a concrete repair opening

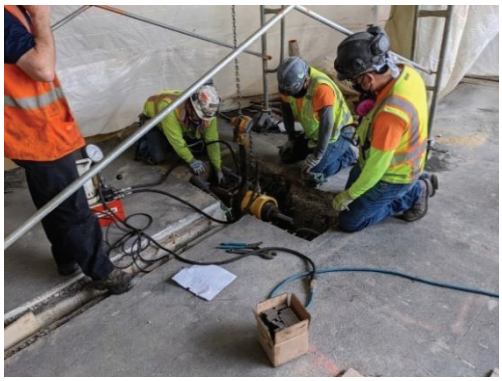


Figure 4: Girder PT restressing

4. EXPANSION JOINTS

At the ends of expansion joints, a 60 cm deep concrete infill block was used to allow access to stress the exterior girder post-tensioning during the original construction. The joint seal transitioned from a winged seal to a precompressed seal at this location, as the joint split in two directions around the infill block. A number of these concrete infill blocks were displacing downwards (Figure 5) and required immediate shoring until repairs could be performed. To repair the dropping infill blocks, reduce the length of joint seal required, and to eliminate a transition in joint seal type, the infill block was removed, and the joint opening reconfigured for a uniform-width joint seal (Figure 6). At other areas, jogs in the winged expansion joint from original construction had discontinuous joint seals that perpetually leaked. These jogs were reconfigured to allow for installation of a continuous joint seal, as shown in Figure 7.

Figure 5: Dropped, rotated, and spalling concrete infill blocks

Figure 6: Dropped infill block replaced with monolithic concrete (original position of infill bock outlined)

Figure 7: Jog in expansion joint removed to allow for continuous joint seal installation

Additionally, the existing expansion joint seals had large areas of nosing failure with edge angles protruding up from the joint opening. All of the expansion joint seals in the garage were replaced with new more durable winged expansion joint seals. Approximately 4,600 meters of expansion joint seals were replaced throughout the garage.

5. HELICAL RAMPS

Each pair of spiral ramps is essentially an independent structure, isolated from the garage (Figure 8). The ramps are constructed by cantilevering four levels of sloped floor slabs from six central columns. A bonded overlay was installed over the structural ramp slab during a previous repair project. The ramps receive heavy applications of deicing salts, and no traffic coating was present. Untreated cracks and debonded overlay allowed chloride and moisture exposure to the embedded reinforcement, leading to concrete deterioration, especially at the joint between the ramps and the parking deck (Figure 9). The deterioration at the joints required shoring of the slab during reconstruction of the joint where the bearing plate was cleaned and coated with corrosion-inhibiting coating and reinforcement with complete section loss was replaced with new epoxy-coated reinforcement. Over 1,100 square meters of concrete repairs on the top surface of the ramp slabs was performed with an additional 950 square meters of concrete repair on the underside of the ramps.

Figure 8: Helical ramp structure

Figure 9: Repair of deterioration of the underside of the ramp slab at the joint between the ramp and the parking deck

6. POST-TENSIONED COLUMN STRENGTHENING REPAIR

The 18.5 meters tall central columns are cantilevered from their foundations and are reinforced with three internal vertical button-head tendons, each consisting of 42-wires. The tendons resist the significant moment imposed on the column by the cantilevered ramp floors. During the initial condition assessment, 10 broken wires were observed protruding from the top of one column (Figure 10). Failure was caused by water intrusion at the stressing anchorage on the exposed top of the column. Considering the severe exposure conditions and high potential for further deterioration, the design team recommended that the column be strengthened to alleviate reliance on the original compromised post-tensioning for strength. This approach would prevent unexpected loss of use of a critical component of a heavily trafficked structure.

Figure 10: Failed post-tensioning wires erupted from top of a helical ramp column

The strengthening concept consisted of installing new vertical, draped, external post-tensioning (EPT) tendons on the subject column. The innovative detailing and implementation of the EPT alleviated the need to shore all of the supported floors of the ramp and avoided de-tensioning the existing tendons, thereby significantly reducing the schedule and cost, and utilized modern post-tensioning systems to elegantly provide a more resilient and robust structure.

The EPT design and installation for the cantilevered column provided a unique engineering and construction challenge. The design intent was to replace the original post-tensioning design force, almost 455 tons in the 185 cm by 107 cm column, using new vertical EPT. The work had to be completed without access to the interior tendons or column foundation, and while accommodating limitations of the existing structure. EPT would replace the remaining existing post-tensioning system, which was inaccessible inside the column section, prohibiting further evaluation, repair, protection, or other direct intervention.

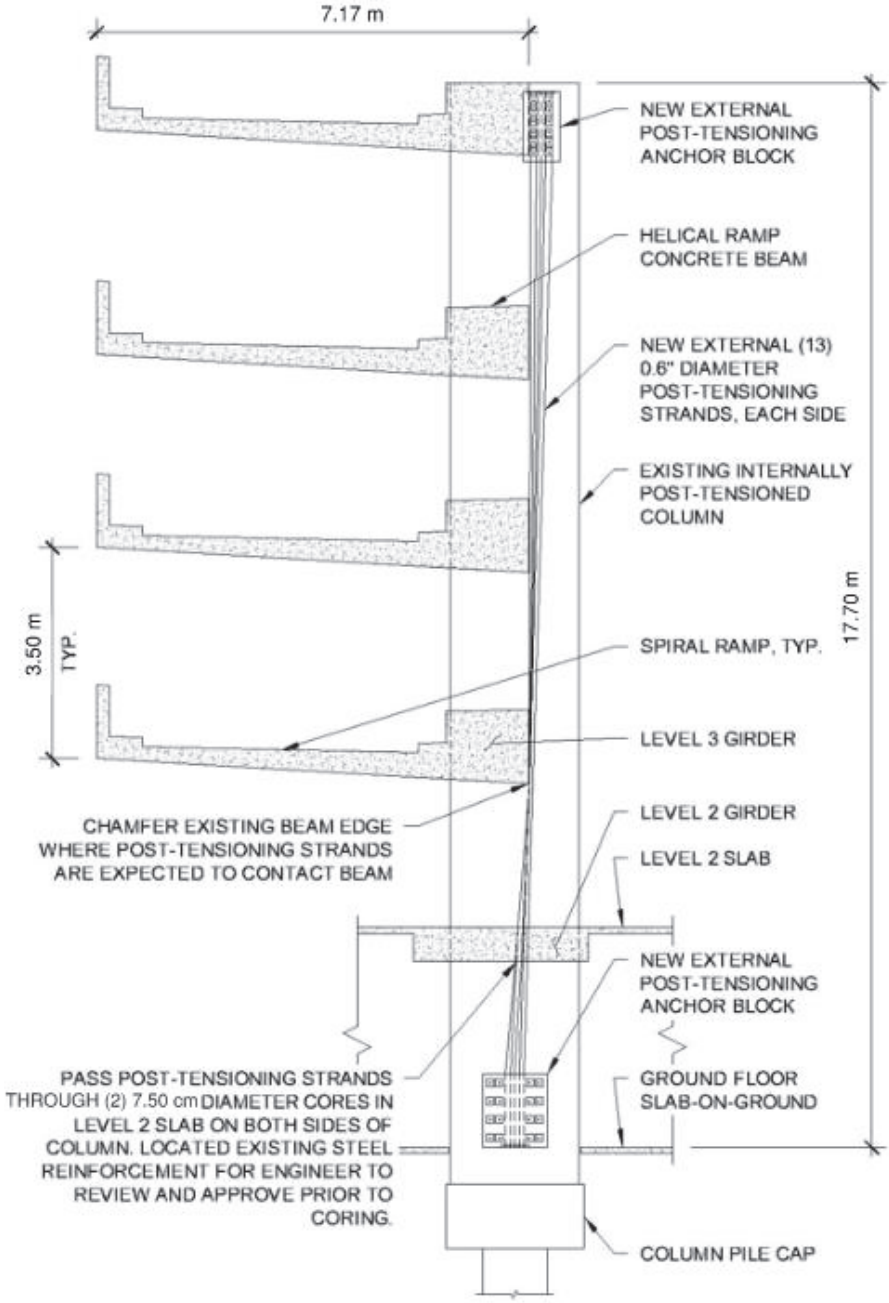


Figure 11: Elevation of the vertical external post-tensioning strengthening of a cantilever column

New vertical EPT tendons, each consisting of 13-15 mm diameter 7-wire strands, were mounted one per side to the long sides of the cantilevered column (Figure 11). The tendons were draped along the strong axis of the column to follow the drape of the original tendons. Each strand was stressed to 17,000 kg. New anchor blocks transfer all of the force from the new external tendons at the top (Figure 12) and bottom (Figure 13) of the column. The magnitude of force transfer required the use of 12-32 mm diameter, horizontal post-tensioned bars to clamp the

anchor blocks to the existing column. Each bar was stressed to 25 tons. The bars were anchored on each side of the column. The final position of the post-tensioned bars was determined in the field after GPR scanning of the columns faces was complete. The new bars had to avoid the original column tendons and conventional reinforcement, while the new EPT tendons had to avoid the girder tendons and conventional reinforcement where is passes through Level 2.

Figure 12: One new anchor block for the vertical external post-tensioning system at the top of the column

Figure 13: One new anchor block for the vertical external post-tensioning system at the base of the column

Working at the top of the column to install and stress the vertical EPT and top anchor blocks presented an access challenge during construction. Instead of constructing an expensive work platform, the contractor constructed a barrier and established fall arrest anchorages at the top of the column. They were then able to efficiently perform the required operations by using an aerial lift and working from the top column surface (Figure 14). After stressing the new EPT tendons, the broken wires at the top of the column were removed, the openings sealed, and the top of the column protected with the application of a coating system. The exposed tendons were protected with stainless steel sheet metal covers against UV degradation. The finished EPT column repair is shown in Figure 15.

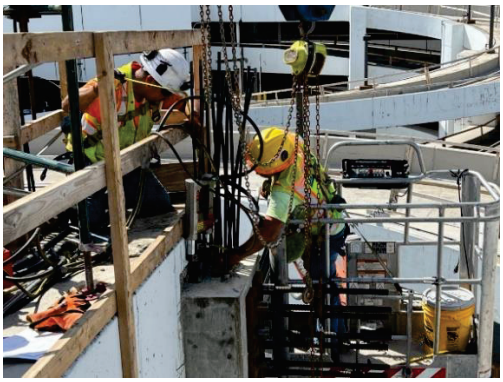


Figure 14: Stressing of the vertical external post-tensioning tendons strengthening the cantilevered column

Figure 15: Finished EPT column repair (red arrows) with stainless steel cover protection against UV degradation

This construction project was successfully completed over a period of two years during the pandemic. The total cost of construction was $23 million (USD).

7. CONCLUSIONS

The large, aging, O'Hare International Airport post-tensioned concrete parking structure needed to be restored due to its extensive deterioration. Widespread damage caused by water intrusion, deicing salts, freeze-thaw exposure, reinforcement corrosion, and failed expansion joint seals was addressed through extensive concrete repairs, reinforcement replacement, selective restoration of button-head tendons and sheathing, reconstruction of deficient joint details, and replacement of expansion joint seals. Evaluation of the as-built structure and tested material properties allowed tendon-repair criteria to be refined, reducing unnecessary work while maintaining structural capacity and supporting the demanding construction schedule.

The external post-tensioning system installed on the helical-ramp column was the project's most distinctive structural repair approach. The repair system reduced reliance on inaccessible and deteriorated internal tendons without requiring de-tensioning of the existing post-tensioning or shoring of all supported ramp levels, thereby limiting cost, construction time, and operational disruption. Successful completion of the two-year rehabilitation program during the pandemic illustrates the importance of detailed assessment, adaptable repair design, field verification, and close coordination among the owner, engineer, and contractor when extending the service life of critical transportation infrastructure.

REFERENCES

[1] Technical Guidelines: "Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion" prepared by International Concrete Restoration Institute (ICRI).

[2] American Concrete Institute (ACI) 310.2R – Condition Assessment of Concrete Structures.

[3] ACI 362.2R-00 – Guide for Structural Maintenance of Parking Structures.

[4] ACI 364.1R – Guide for Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation.

[5] ACI 562 – Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures.

E-55
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026026M

Bojan Milošević[1], Borivoje Kostadinović[2], Aleksandar Šotić[3], Dušan Turina[3], Vanja Panić[3]

OVERVIEW OF SCHOOL BUILDING CONDITIONS IN RURAL AREAS – LAZAREVAC MUNICIPALITY

Summary: Rural primary schools within the Municipality of Lazarevac represent a significant portion of the public building stock. Most of the buildings are single-storey with load-bearing masonry systems, built in the second half of the 20th century according to the technical regulations of that period, which did not seismic resistance, durability, and energy efficiency. This paper reviews their key structural features, focusing on typical assemblies, materials, and operational deficiencies. The effects of the age, maintenance practices, and utilization level on structural performance are analyzed based on field surveys and condition assessment. The paper aims to identify predominant structural features and vulnerabilities of rural primary schools' masonry buildings, as well as to emphasize the need for a systematic approach to maintenance and rehabilitation within public infrastructure asset management.

Keywords: masonry structures, structural condition assessment, public infrastructure asset management, rural school buildings

PREGLED STANJA ŠKOLSKIH OBJEKATA U RURALNIM SREDINAMA – OPŠTINA LAZAREVAC

Rezime: Seoske područne osnovne škole na teritoriji Gradske opštine Lazarevac predstavljaju značajan deo javnog građevinskog fonda. Većina su izgrađene kao prizemni objekti sa zidanim nosećim sistemom potiču pretežno iz druge polovine XX veka i projektovani su prema tada važećim tehničkim propisima, bez savremenih zahteva u pogledu seizmičke otpornosti, trajnosti i energetske efikasnosti. U radu je dat pregled osnovnih karakteristika zidanih konstrukcija razmatranih objekata, sa posebnim osvrtom na tipične konstruktivne sklopove, materijale i uočene probleme u eksploataciji. Na osnovu podataka sa terena i postojećeg stanja objekata analiziran je uticaj starosti objekata, načina održavanja i stepena korišćenja na stanje konstrukcije. Cilj rada je da ukaže na dominantne konstruktivne karakteristike i slabosti zidanih školskih objekata u ruralnim sredinama, kao i da se naglasi potreba za sistemskim pristupom njihovom održavanju i sanaciji u okviru upravljanja javnom infrastrukturom.

Ključne reči: zidane konstrukcije, ocena stanja konstrukcije, upravljanje javnom infrastrukturom, seoski školski objekti

[1] Faculty of Mechanical Engineering and Civil Engineering in Kraljevo, University of Kragujevac, milosevic.b@mfkv.kg.ac.rs
[2] Public Enterprise for the Construction of Lazarevac, Lazarevac
[3] College of Applied Studies in Civil Engineering and Geodesy, ATUSS, Belgrade

1. INTRODUCTION

The education system of the Republic of Serbia has a two-century long tradition. The development of the school network has followed changes in social, economic and demographic conditions throughout history. The first schools were founded in 19th century during the period of reforms, and modernization of society when education became a priority in the period of the creation of an independent nation-state [1]. During the 20th century, investments in educational infrastructure were intensive, and their goal was to provide primary and secondary education for all citizens, regardless of income group and region.

In this context, primary schools in rural areas are of particular importance, representing a key link between rural communities and wide social development. Across the country, especially in rural areas with underdeveloped infrastructure, rural schools have not only been educational institutions, but also centers of social life, gathering places and dissemination of cultural and practical knowledge. They have a multiple role: from providing literacy and basic skills as a prerequisite for further education, to maintaining local communities and suppressing migrations [2].

The specificities of rural schools arise from various factors such as their function and location [3]. Unlike urban schools, which are often designed as multi-storey buildings, bigger, and more complex, rural schools are predominantly single-storey buildings, of smaller dimensions, adopted to smaller number of students in a territorially dispersed settlements [4]. In addition to functional requirements for teaching, school buildings must respond to local climatic conditions, building materials, and limited budgets.

Throughout history, school buildings in Serbia have been built from various building materials, which have changed in accordance with technical and technological achievements and economic possibilities, with one being dominant:

- Wooden structures – in the earliest periods of construction, especially in rugged and mountainous areas,
- Stone structures – in areas where stone is an available material,
- Masonry structures – the dominant type of construction after the industrial revolution and during the 20th century,
- Concrete and reinforced concrete (RC) structures – in the second half of the 20th century, especially for larger and more modern school buildings,
- Combined from various building materials – confined masonry walls (masonry walls with reinforced concrete framed by vertical and horizontal structural elements, e.g. braces).

In rural areas, due to the simplicity of construction, availability of local materials and lower construction costs, single-storey masonry buildings were most common, rather than the confined masonry ones, with roof structures and types of coverings adopted to local conditions.

The aim of this paper is to conduct a detailed survey of the school infrastructure, rural schools in the municipality of Lazarevac. A special focus is on degerming the current condition of the buildings, directly determined by their construction materials and age, which indicates structural integrity, energy efficiency, and the rate of degradation. We propose a systematic monitoring of the condition of buildings and need for interventions in order to ensure to maintain structural integrity, occupant safety, and long-term functional value while avoiding premature degradation.

2. STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF MASONRY BUILDINGS

Masonry structures represent one of the oldest and most widespread building methods, based on the mutual connection of masonry elements (clay bricks, blocks or stones) using mortar infill as a critical binding agent. [5]. In the context of single-storey buildings, such as rural schools, masonry load-bearing walls are usually arranged in two mutually orthogonal

directions, which constitute the primary structural elements and take on vertical loads from the weight of the structure itself and transfer them to the foundations, and they have low lateral stiffness to horizontal loads such as seismic forces.

As a composite material, the mechanical properties of masonry under different loading have a different mechanical property and its behavior in different directions. Masonry (ceramics, concrete blocks, mortar) forms a heterogeneous, anisotropic material with mechanical properties, such as strength and stiffness, that depend heavily on load direction (e.g., parallel vs. perpendicular to bed joints) and loading conditions. Experimental results of masonry are strong in compression but weak in tension and shear, exhibiting different behaviors because the bond between masonry and mortar is weaker than in homogeneous materials [6, 7].

Single-storey masonry buildings, such as school buildings in rural areas, utilize load bearing walls from standardized slid or hollow bricks, bonded with mortar forming monolithic brick system. Load bearing masonry walls are constructed to transfer vertical loads sometimes with minimal reinforcement. Basic masonry is significantly limited in controlling deformations and resisting high lateral loads (wind/earthquake) compared to modern buildings. Unlike confined masonry buildings, with horizontal (tie-beams) and vertical (tie-columns) reinforced concrete (RCC), historical ground-floor buildings primarily utilized thick, load-bearing masonry walls stability directly dependent on material quality and wall thickness [8]. These structures are often chosen for their low cost, durability, and fire resistance, requiring simple, robust designs that are typically limited to one or two stories.

19th and 20th century masonry load bearing masonry walls functioned as primary structural system. Buildings commonly constructed from brick, stone, or concrete blocks bound with lime or cement mortar [9]. Load-bearing masonry walls historically range from 25 to 38 cm in thickness, or more, depending on construction period, material availability, and design regulations [10]. Load bearing walls, which are vertical structural elements designed to support gravity loads, including their own weight, as well as ground floor and roof loads, transferring them to the foundation. They are highly resistant to compressive forces but have limited resistance to tension and shear. Research shows that the mechanical properties of walls depend not only on the strength of the bricks, but also on the quality of the mortar and the mutual connection of the wall elements, which is especially important in older buildings where weaker mortars were used [7,11,12].

A masonry shallow arch, often called a segmental or jack arches supported by iron beams were commonly used for basement ceilings. Masonry walls were paired with wooden beam ceilings and floors. In the twenties of the 20th century, a semi-prefabricated, one-way ribbed concrete slab known as Herbst appeared [10]. Traditional wooden, sloped roofs often rest directly on masonry walls without strong horizontal tying, or concrete ring beams in modern constructions. Terracotta tile roof coverings, historically fashioned, were commonly designed as flat, or grooved. Tile roofing is simple, dense, and double-layered (lap) roofing systems, and ridged Roman roof tiles. The absence of rigid horizontal diaphragms in buildings, particularly in unreinforced masonry or vernacular structures, leads to poor lateral forces performance because individual walls act independently rather than as a cohesive system. Without this rigidity, lateral forces are not properly redistributed among masonry walls [13]. In many articles weak connection between ceiling and masonry walls (poor anchoring) are critical seismic vulnerability [14,15,16].

Strip foundation, a type of shallow foundation, are conventionally used for single-storey buildings with load-bearing walls according to the technical regulations of that period, without detailed geotechnical calculations. Building foundations were commonly constructed using, brick masonry, natural stone, or rubble, or with unreinforced or only weakly reinforced concrete. Clinker bricks, known for being exceptionally hard, dense, and water-resistant due to high-temperature firing, were traditionally used in the foundations of smaller buildings [10]. Foundation depth is primarily dictated by local soil bearing capacity and the need to extend below the frost line to prevent frost heave. Strip foundation width was determined by the load

of the building and the width of the load-bearing wall. Older buildings frequently develop wall cracks due to insufficient foundation width, or differential settlement. Modern research highlights that soil-structure interaction (SSI) significantly impacts the long-term stability of masonry buildings [15,17].

Masonry single-storey buildings, particularly rural schools, behave as brittle systems with low tensile strength, often failing via out-of-plane wall bending or diagonal shear cracking under seismic loads. Masonry buildings from the 19th and early 20th century often lack adequate seismic and structural reinforcement due to outdated construction practices, making them vulnerable to earthquakes. Without confining elements, RC ring beams, lintel bands masonry walls are not connected in stable construction system due to which the resistance to lateral loads is significantly reduced [9, 10]. Scientific research confirms that unreinforced masonry (URM) structures exhibit high seismic vulnerability, characterized by brittle failure mechanisms [13, 14, 16, 18]. Masonry building degradation due to aging and lack of maintenance requires structural assessment and strengthening.

3. OVERVIEW AND ANALYSIS OF THE CONDITION OF RURAL SCHOOL BUILDINGS OF A MUNICIPALITY OF LAZAREVAC

Most rural school buildings in Republic of Serbia were built mostly between 1950 and 1980, when the focus was primary on rapid expansion of school network to ensure access to primary education in rural areas. Masonry buildings relied on empirical rules, experience, and geometric proportioning rather than detailed calculations often focused on vertical load capacity, making them vulnerable to lateral forces, causing high vulnerability to horizontal loads [5, 9]. Today, this approach represents a major safety limitation for masonry buildings.

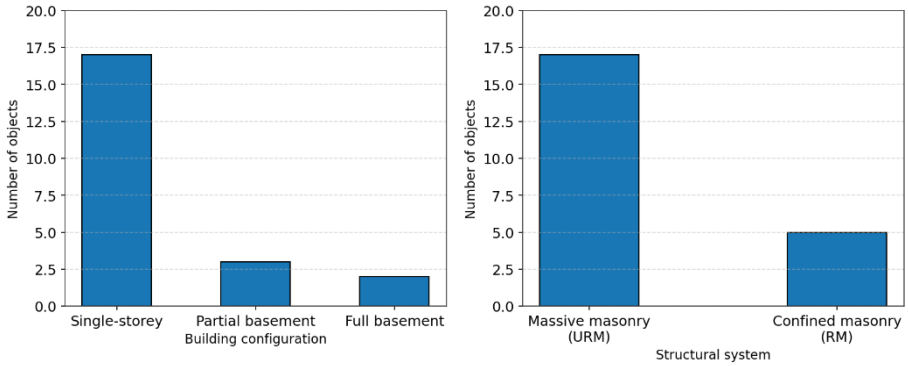
a) *b)*

Figure 1: a) School buildings in a village Arapovac build in 1930, and b) village Vrbovo build in 1960

Analyzed buildings of a Municipality of Lazarevac (Figure 1.) were built in the period from the end of the 19th to the end of the 20th century, more precisely, they were built in the period between 1873 and 2000. The most of them were post WWII school buildings, built between 1950 and 1970, which was a period of rapid expansion of school network. To obtain building condition, functionality, and maintenance it was analyzed 10 rural primary schools, and 22 separate classes [19]. The primary focus of this study is on the structural condition of buildings. Many examined school buildings are single-storey, load-bearing masonry structures built with similar techniques and similar timeframe [19]. Based on available documentation analyzed rural schools are representing a school network of a Municipality of Lazarevac. Rural school buildings are mostly of small capacity, adopted to reduced number of students, with simpler architectural and structural design.

Based on survey, out of 22 total buildings, 16 are in active use, and 6 abandoned, which indicates most of them is in active use. The inactive buildings are predominantly older. Rural

school buildings typically have a total floor area of 150–460m^2, with the most frequent configuration consisting of one or two classrooms totaling 250-350 m^2. Most dominant are single-storey buildings, 17 of them, 3 buildings with partial basement, and 2 buildings with full basement (Figure 2.a). Rural school buildings are usually simple, one-story, functional, and often rectangular.



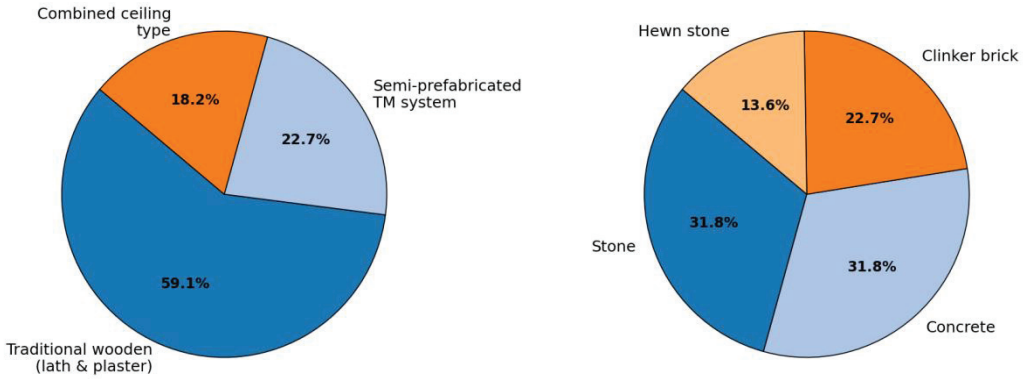
a) *b)*

Figure 2: Relationship between a) the building configuration regarding the number of storeys and b) the structural system type of rural school buildings

The 17 buildings primarily constructed using solid brick in a massive masonry system, and the 5 confined masonry buildings use concrete elements (tie-columns and beams) cast around the masonry after wall construction (Figure 2.b). In post-1960s structures are introduced confined masonry which indicates the implementation of reinforced concrete confining elements, which is a consequence of implementation of modern codes and regulations. Burnt clay bricks (BCB) are dominant material for load-bearing walls in 17 buildings, and hollow clay bricks (HCB) in newer buildings. Load-bearing wall thickness typically ranges from 25–60 cm, varying heavily by material, building age, and structural load. Older masonry buildings often feature thicker walls (50–60 cm), while modern brick structures typically range from 25–40 cm. Surveys of 17 older buildings above the ground floor revealed traditional lath and plaster ceilings. Structure above the basement floor in two cases was a ceiling with crossbeams, and in one building the ceiling was made as a brick vault (Figure 3.). In modern constructions, a rigid fine-ribbed semi-prefabricated TM ceiling system was applied (Figure 4.a). The buildings are based on strip foundations, which are made of stone in seven buildings, hewn stone in three buildings, clinker brick in five buildings, while foundations are made of concrete in seven buildings (Figure 4.b).

a) *b)*

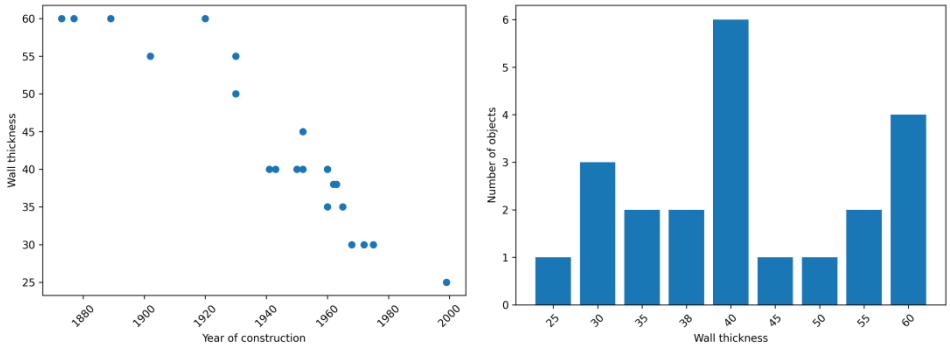
Figure 3: a) low brick vault School buildings in a village Krusevici, and b) piched-brick vault in a village Mali Crljeni



a) *b)*

Figure 4: Proportional share of rural school buildings according to a) the ceiling system type and b) the strip foundation material

Based on analysis of buildings the transition from massive, load-bearing walls in the late 19th/early 20th century to rational, structural solutions with thinner walls with reinforced concrete (Figure 5.) such as reinforced inter-floor construction, and RCC lintels bridge openings (doors/windows). Pre-1920 construction was characterized by massive, durable materials, featuring thick solid brick walls (55–60 cm), and wooden ceilings, stone foundations, less often hewn stone, while the lintels bridge openings were made of brick vaults. The 1920–1950 period featured improved, thinner masonry techniques, typically utilizing 35–40 cm thick brick walls, ceilings are still made by wood. While baked clay brick and stone remained common for foundations. Reinforced concrete (RC) elements like bands, lintels, and sills became common in 1950–1970 masonry construction, and walls are constructed with solid bricks or hollow clay brick walls (35-40 cm thick). Buildings constructed after 1970 often utilized 25 cm thick hollow clay blocks with RC bands, rigid RC slabs, and with RC foundations, reflecting a shift towards industrialized, faster construction methods like mass-produced concrete units and prefabricated elements.



a) *b)*

Figure 5: Relationship between a) the year of a buildings is constructed and the wall thickness, and b) wall thickness and rural school buildings

Analyzed school buildings utilize structural systems which characterized construction systems typical for that historical period. The load-bearing structure is based on massive walls made of solid bricks or hollow clay blocks, while the ceilings are mostly made of wood. Horizontal structural elements, such as RC bands were not systematically applied, or they are only in present in buildings of recent date.

Aging buildings typically exhibit deterioration caused by natural aging, intense usage, neglect, or improper, deferred maintenance, and environmental exposure. Common building failures involve water infiltration, structural foundation cracking, ground-level moisture, facade degradation, and mechanical system failures (Figure 6.). Based on the findings, the structural integrity and longevity of a buildings are primarily driven by the intensity of its usage and the regularity of maintenance activities. Active school buildings with regular renovations maintain better structural integrity, comfort, and safety compared to underutilized or poorly maintained. A lack of systematic maintenance accelerates structural degradation, leading to premature failure and increased lifecycle costs.

a) *b)*

Figure 6: General appearance and damages of a school building a) in village of Arapovac, and b) in village of Mirosaljci

Field inspections of rural school buildings indicate that deteriorating roof structures and worn-out coverings are critical risks, often causing structural damage to the building as a whole. Based on observation nine buildings, leakage was primarily caused by deteriorated roofing materials, including rotten structures, broken tiles, and blocked gutter systems. Urgent roof reconstruction is required for four school buildings due to safety hazards, such as structural decay, that put students at risk. In one building asbestos-containing wave sheet roofing (ACR) poses a significant health hazard, as it releases toxic, airborne fibers, which further increases the risk and requires planned removal in accordance with environmental safety regulations. Most of the school buildings miss waterproofing which occurs capillary moisture (rising damp). Thermal insulation, in most school buildings in the rural areas of municipality of Lazarevac are without it, and the facades are mostly made of plaster with visible damage and moisture in the plinth areas. On some buildings plaster falling off, particularly on north-facing or wet sides, primarily caused by moisture ingress, dampness, and poor adhesion. Fenestration is combined, around 40% is PVC and more than 60% is old wood more than 30 years old. Poorly sealed and deformed windows and doors cause significant heat loss and interior moisture (condensation).

Ageing and degradation of building components like roofs, façades, and installations significantly lowering technical performance and accelerating functional failure. Buildings from the late 19th/early 20th century (constructed in 1873, 1877, and 1902) often feature robust, preserved brick and/or stone structures but suffer from poor energy performance due to lack of insulation and outdated systems. Buildings constructed in the 1990s often feature improved structural technology compared to earlier eras but frequently fall short of modern energy efficiency standards due to inadequate insulation. Systematic renovation of the worst-performing buildings, guided by Minimum Energy Efficiency Standards (MEES) or Minimum Energy Performance Standards (MEPS), is a core trend.

Rural schools in the Municipality of Lazarevac face significant structural challenges, often requiring revitalization due to poor condition. These buildings typically share common construction characteristics, creating similar maintenance and structural problems, requiring a systematic approach for improvements, such as the comprehensive rehabilitation efforts.

Dominant non-reinforced masonry (URM) buildings need a rehabilitation techniques for reconstruction, and they are key factors that affect the current state of these buildings. These measures, which often involve addressing poor quality mortar and adding structural ties, are crucial for adapting these structures to modern safety standards. A systematic approach to school infrastructure management is essential, ensuring safety by addressing structural integrity, functionality, and emergency readiness to protect students and staff.

4. CONCLUSION

The study analyzes rural school buildings in the Municipality of Lazarevac, identifying single-storey masonry structures as the dominant type of school stock. Mid-20th-century buildings often suffer from high seismic vulnerability because they were designed to handle only vertical gravity loads, lacking proper reinforcement for horizontal seismic forces. These structures were built under outdated regulations that predated modern seismic codes, requiring significant structural retrofitting for safety.

The described, unreinforced masonry (URM) buildings with traditional timber roofs and strip foundations are highly vulnerable to earthquakes due to poor interlocking. Outdated construction solutions, while initially functional, often create significant limitations regarding long-term safety, structural durability, and modern seismic resistance standards.

Building condition identify moisture, structural cracks, and material degradation as primary defects, often linked directly with usage rates, maintenance, or environmental factors. Actively used and maintained school facilities exhibit significantly better conditions, than neglected or occasionally used buildings. Continuous maintenance and proactive, planned preventative care are essential for school infrastructure to prevent rapid degradation of public building stock.

Based on the conducted analysis, rural school buildings on observed location frequently require a systematic, modernized approach to structural safety assessment and planning of remedial strengthening. Research results providing a basis for further research, providing an expert basis for managing and revitalizing of public building stock as part of the rural building schools.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the Agreement on Financing the Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Mechanical Engineering and Civil Engineering in Kraljevo, University of Kragujevac - Registration number: 451-03-34/2026-03/200108, dated 5 February 2026. The conducted research is related to the goal Sustainable cities and communities in accordance with the universal strategy of the United Nations (Agenda 2030).

REFERENCES

[1] Bazić M. Razvoj osnovnog obrazovanja u Srbiji od 1804 do 1839. godine, Baština, 36, 2014, 367-375.

[2] Putnik Prica V. B. The construction of three elementary schools in Belgrade in 1928 as a turning point in the development of school building architecture, Nasleđe, 19, 2018, 67-77, doi:10.5937/nasledje1819067P.

[3] Stamatović J. D, Maksimović J. M. Schools in rural areas and inclusive education: Current condition and possibilities, Sociološki pregled, 57 (2), 2023, 638-664, doi:10.5937/socpreg57-42786.

[4] Đukanović L, Ignjatović D, Ćuković Ignjatović N, Rajčić A, Lukić N, Zeković B. Energy refurbishment of Serbian school building stock—A typology tool methodology development, Sustainability, 14, 2022, 4074, doi:10.3390/su14074074.

[5] Milošević B. AmQuake: Statička i dinamička analiza zidanih konstrukcija, Faculty of Mechanical and Civil Engineering, University of Kragujevac, Kraljevo, 2022.

[6] Huang D, Albareda A, Pons O. Experimental and numerical study on unreinforced brick masonry walls retrofitted with sprayed mortar under uniaxial compression, Buildings, 13, 2023, 122, doi:10.3390/buildings13010122.

[7] Abed Soleymani A, Mohammad Amir Najafgholipour M, Ali Johari A. An experimental study on the mechanical properties of solid clay brick masonry with traditional mortars, Journal of Building Engineering, 58, 2022, 105057, doi:10.1016/j.jobe.2022.105057.

[8] Đukanović L. Razvoj tehnika građenja u stambenoj arhitekturi Beograda tokom 19. i početkom 20. veka, Nasleđe, 18, 2017, 49-63, doi:10.5937/nasledje1718049D.

[9] Milošević B, Mandić V, Turina D, Kostić A, Krstić K. Masonry development of building construction on the territory of Serbia, Proceedings XI International Conference Heavy Machinery – HM 2023, Faculty of Mechanical and Civil Engineering in Kraljevo, Vrnjačka Banja, 2023, G.1-8.

[10] Đukanović L. S. Tehnike građenja i razvoj građevinske delatnosti u stambenoj arhitekturi Beograda u međuratnom periodu, Nasleđe, 20, 2019, 69-87, doi:10.5937/nasledje1920069Q.

[11] Ozdemir A, Sangirardi M, Judd M, Acikgoz S. Evaluation of test procedures and correlations for the mechanical characterisation of brick masonry and its constituents, Construction and Building Materials, 489, 2025, 142133, doi:10.1016/j.conbuildmat.2025.142133.

[12] Dehghan S. M, Najafgholipour M. A, Baneshi V, Rowshanzamir M. Mechanical and bond properties of solid clay brick masonry with different sand grading, Construction and Building Materials, 174, 2018, 1-10, doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.042.

[13] Salatić R, Mandić R, Marinković M. Seizmički proračun zidanih zgrada prema Evrokodu 8, Izgradnja, 67 (5-6), 2013, 221-234.

[14] Cvetković R, Blagojević P, Brzev S. Seismic design of a typical mid-rise residential building in Serbia using confined masonry and reinforced concrete frame systems, Buildings, 14, 2024, 368, doi:10.3390/buildings14020368.

[15] Savić J, Cilić A, Stevanović J, Nedeljković M. Review of methods for integral seismic and energy renovation of existing masonry buildings in Serbia, International Conference Synergy of Architecture and Civil Engineering SINARG 2025, 3 (1), 2025, 1051-1061, doi:10.62683/SINARG2025.148.

[16] Krtinić N, Marinković M, Gams M. Finite Element Method analysis of seismic response of confined masonry walls with openings built using polyurethane glue, Buildings, 15, 2025, 424, doi:10.3390/buildings15030424.

[17] Savić J. M. Revitalizacija stambenih zgrada u konstruktivnom kontekstu, Doktorska disertacija, 2016, Gradjevinsko arhitektonski fakultet u Nisu, Univerzitet u Nisu, Nis.

[18] Blash A. A. A, Bakar B. H. A, Udi U. J, Dabbour B. S. A, Jaafar A. A, Yanhao L, Abu Bakar I. A, Rashed M. Performance of unreinforced masonry walls in compression: A review of design provisions, experimental research, and future needs, Applied Sciences, 13, 2023, 12306, doi:10.3390/app132212306.

[19] Kostadinović B. Upravljanje infrastrukturom seoskih područnih osnovnih škola na teritoriji gradske opštine Lazarevac, Master rad, Visoka gradjevinsko geodetska skola strukovnih studija, ATUSS Beograd, 2025.

E-56
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026091J

Novak Joksimović[1], Ksenija Micić[1,2], Miloš S. Marjanović[3]

NUMERICAL MODELLING OF TUNNELS IN BLOCK-IN-MATRIX FORMATIONS

Summary: This paper presents an automated workflow linking a voxel-based block-in-matrix (BiM) ground model to PLAXIS 2D through its Python HTTP API, focusing on finite element (FE) simulation of tunnel excavation in such heterogeneous rock. Building on prior borehole-constrained ground model and conditional random field (CRF) matrix-variability studies, the paper details the material models, excavation sequence and script logic used to transfer voxelized cross-sections, each containing thousands of block and matrix polygons, into PLAXIS 2D via batched API requests. Both block and matrix are represented with the Mohr-Coulomb elastic-perfectly plastic criterion; blocks are described with constant values of geomechanical parameters while matrix parameters vary spatially. Excavation is simulated by the convergence-confinement method in ten deconfinement stages. Results show generally reduced but scattered radial displacements relative to a homogeneous deterministic model.

Keywords: block-in-matrix, PLAXIS 2D, Python API, finite element method, tunnel excavation, Mohr-Coulomb

NUMERIČKO MODELIRANJE TUNELA U “BLOCK-IN-MATRIX” FORMACIJAMA

Rezime: Rad predstavlja automatizovan postupak za simulaciju iskopa tunela u block-in-matrix (BiM) stenskoj masi metodom konačnih elemenata, koji vokselizovani inženjerskogeološki model povezuje sa programom za numeričku analizu PLAXIS 2D putem Python HTTP API-ja. Nadovezujući se na prethodna istraživanja BiM modela uslovljenih bušotinama i simulacije varijabilnosti geomehaničkih karakteristika matrice uslovnim slučajnim poljima (CRF), rad se fokusira na metodu konačnih elemenata: materijalne modele, modeliranje iskopa i logiku skripti kojima se vokselizovani preseci, sa po nekoliko desetina hiljada poligona blokova i matrice, automatski prenose u PLAXIS 2D kroz grupisane API zahteve. Blokovi i matrica modelirani su Mor-Kulonovim kriterijumom, sa konstantnim vrednostima geomehaničkih parametara blokova i prostorno promenljivim parametrima matrice. Iskop je simuliran “convergence-confinement” metodom kroz deset faza rasterećenja. Rezultati pokazuju generalno smanjena, ali rasuta radijalna pomeranja u odnosu na homogeni deterministički model.

Ključne reči: block-in-matrix, PLAXIS 2D, Python API, metoda konačnih elemenata, iskop tunela, Mor-Kulonov model

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia
[2] University of Belgrade, Faculty of Mining and Geology, Belgrade, Serbia
[3] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Belgrade, Serbia, mimarjanovic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

Block-in-matrix (BiM) materials, or "bimrocks", represent geologically complex and highly heterogeneous formations composed of relatively strong rock blocks embedded within a weaker matrix. Depending on their geological origin, these materials can be linked to sedimentary, tectonic, gravitational, or weathering processes, resulting in irregular and variable block size, shape, orientation and spatial distribution [1]. Consequently, their behaviour cannot fully be described by conventional soil or rock mass assumptions, since the mechanical response is governed both by the properties of individual components and their spatial arrangement. Since field investigations and laboratory testing can be challenging and of limited use, the main concern is how to characterize, represent and model block in matrix materials, in order to be able to make more reliable design decisions.

Pronounced block-matrix contrast as well as their interference makes them particularly demanding for underground construction, where stress concentrations at block boundaries and non-uniform ground response can compromise tunnel stability and lining design [2]. During tunnel excavation, these materials may cause significant challenges such as excessive deformation or local instabilities, stress redistribution, tool wear, overbreak and the development of irregular failure mechanisms around the tunnel opening. If not addressed adequately during investigation, characterization and design, block in matrix conditions may result in delays, increased costs, damage to equipment and structure, or the need for additional support and remediation measures.

Past research addressed the development of three-dimensional BiM ground models from borehole data, using stochastic block reconstruction constrained by field investigation, voxel-based discretisation, and geostatistical simulation of spatially variable matrix strength and deformation parameters, and their integration with numerical analysis. The present paper focuses specifically on the numerical finite element model of a circular tunnel in BiM: how the voxel-based BiM ground model is translated into a PLAXIS 2D FE model, which material models and excavation scheme are applied, and how the transfer is automated through the PLAXIS 2D Python HTTP API [3]. Since a single 2D cross-section of the voxel-based domain typically contains about ten thousand distinct soil polygons, and a full analysis campaign requires dozens of such cross-sections, manual model construction is not practically feasible. The scripting logic that makes the workflow tractable is therefore described in detail, together with the resulting tunnel response.

2. BLOCK-IN-MATRIX GROUND MODEL

Rather than treating it only as a descriptive geological feature, we model block in matrix as an individual component that directly influences the numerical interpretation of tunnel response. Our BiM ground model is reconstructed from synthetic borehole data based on block intercepts recorded along boreholes, which we convert to spherical blocks via a Bayesian chord-to-diameter relationship [1] and use to derive the volumetric block proportion parameter (VBP) that controls block-matrix spatial share. Borehole linear block proportion (LBP) is corrected by an uncertainty factor to obtain a target volumetric block proportion (VBP) range [4, 5]. Additional blocks are then generated stochastically, with diameters sampled from a truncated power-law distribution, until the target VBP is reached, while respecting the borehole-derived spheres and a minimum block spacing.

After the remaining volume is stochastically filled until reaching the target VBP, the resulting BiM geometry is discretised into a uniform voxel grid to enable compatibility with further simulations. Every voxel centroid is classified as block or matrix. Block and matrix mechanical parameters are derived individually: due to their comparably higher stiffness, blocks get assigned constant values (since blocks are markedly stiffer than the matrix and are not expected to control

the overall system response [6]); and to account for the spatial variability, matrix values are simulated within a geostatistical procedure using the conditional random fields (CRF). Conditional Random Fields are generated by the randomization method and conditioned to the borehole samples through ordinary kriging [7, 8]. By directly integrating this model into numerical analysis, we aim at providing a more realistic foundation for evaluating BiM behaviour and improving the geological-geotechnical understanding of tunnel excavation in heterogeneous ground.

3. FINITE ELEMENT MODEL OF THE TUNNEL IN BIMROCK

The reference case is a circular tunnel, analysed using a set of 2D cross-sections extracted perpendicular to the tunnel axis from a 3D BiM ground model. Numerical model was developed within PLAXIS 2D FE code. PLAXIS 2D is a world-wide used code for the stress–strain, stability, and groundwater flow analysis in geotechnical engineering, that supports an easy graphical input of the models with complex geometry, as well as the illustrative presentation of the results [3]. It also features various constitutive models for soil and rock, with different levels of complexity.

The domain surrounding the excavation is extended, in every direction, by an outer buffer zone wide enough to prevent the imposed boundary conditions from affecting the deformation field around the tunnel. Since the fine, heterogeneous polygon discretization is only needed near the excavation, this buffer is represented as a homogeneous continuum, meshed at a coarser resolution and with average matrix properties assigned. This keeps the total element count and the computational cost manageable, while preserving accuracy near the excavation zone.

All external boundaries of the resulting domain are fixed against translation. The initial stress state is derived as isotropic from the assumed overburden and unit weight of the ground and the analyses is to be carried out under drained or undrained conditions, depending on the site conditions.

Both the block and matrix domains are represented by the Mohr-Coulomb elastic-perfectly plastic constitutive model. Because the blocks are stiffer and stronger than the matrix, they are assigned a single, constant set of mean geomechanical parameters. Matrix behaviour, in contrast, is kept spatially variable: each matrix voxel gets its own values of cohesion, internal friction angle and Young's modulus by the CRF realisation, so no two matrix polygons end up with exactly the same values, while still staying consistent with the borehole data.

Each classified voxel, whether it represents the matrix or the block is translated directly into an individual soil polygon in the PLAXIS 2D geometry. Because the voxel size is small relative to the domain, a single cross-section typically yields on the order of ten thousand polygons; this fine resolution allows the model to reproduce the irregular, locally asymmetric block arrangement rather than a homogenised approximation.

Depending on the aim of the analysis, the excavation can be left unlined, therefore isolating the ground response from the lining design, or a structural lining can be modelled. Either way, it is useful to place auxiliary ("dummy") structural elements, such as plate elements, along the excavation perimeter and along one or more reference directions crossing the excavation. These elements carry no structural role, their only purpose is to provide a fixed, ordered set of nodes from which displacement results can be extracted directly, without any manual node-sorting after the calculation.

The calculation is done in several phases: an initial phase establishes the in-situ stress field, after which the excavation is simulated using the convergence-confinement method [9]. The radial support pressure $\sigma_{r,i}$ at the excavation boundary is released gradually, over several equal increments:

$$\sigma_{r,i} = (1 - \lambda_i)\sigma_0;\ \lambda_i = i\ /\ n; i = 1 \dots n \tag{1}$$

where σ_0 is the initial radial stress and λ_i the deconfinement ratio at stage i, and n is the total number of excavation stages chosen for the analysis.

In PLAXIS 2D, this can be accomplished in two ways: the Incomplete Staged Construction method and the Deconfinement method. The Incomplete Staged Construction method releases the resulting unbalance of deactivating soil polygons gradually through a single global stage parameter (ΣM_{stage}) that applies to the model as a whole, whereas the Deconfinement method releases the initial stress independently for each deactivated soil cluster through a local factor $(1-\beta)$, so that different tunnels can be de-confined on different schedules. The two approaches are generally equivalent for a single tunnel analysed without groundwater, but the appropriate choice depends mainly on whether groundwater is present since only the Incomplete Staged Construction method captures the accompanying change in pore pressure, and on whether multiple tunnels are modelled simultaneously, since only the Deconfinement method allows each tunnel to be de-confined independently.

For the analysed model, the soil response is evaluated from the radial displacements along the excavation perimeter and along the reference directions defined by the dummy structural elements, together with the extent and geometry of the plastic (yielding) zones developing around the excavation.

4. AUTOMATION VIA THE PLAXIS 2D PYTHON API

Manual construction of a finite element model of this kind, comprising a very large number of soil polygons, each with its own material assignment, is impractical and error prone. The entire preprocessing work is therefore automated through the PLAXIS 2D HTTP API and its Python wrapper (Figure 1).

For each model to be analysed, a Python script extracts cross section data from a voxelized ground model and splits the resulting data into two datasets: a geometry dataset, holding the identifier and centroid coordinated of every voxel, from which the soil polygons are built; and a material dataset, holding the geomechanical parameters (cohesion, internal friction angle and Young's modulus) assigned to each matrix voxel by the corresponding CRF realisation, together with the constant reference parameters used for the blocks.

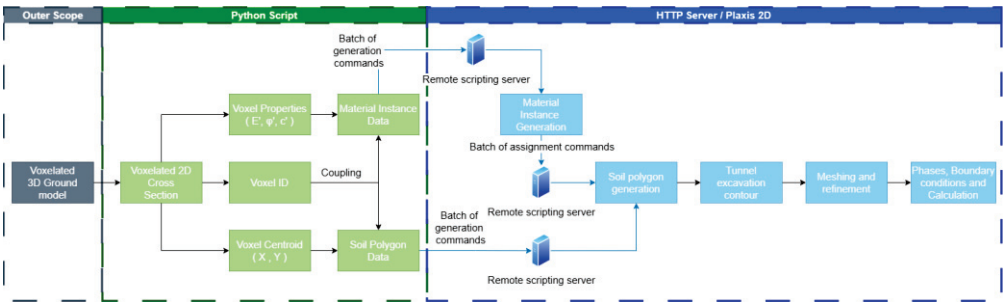


Figure 1: Flowchart of the ground-model-slice-to-FEM integration procedure [6]

Rather than issuing one API command per polygon, which would repeatedly trigger GUI refresh operations and risk congesting the HTTP scripting server, polygons are processed in batches of a fixed size. For each batch, the script assembles the associated geometry-creation, material-definition and material-assignment commands into a single request before it is sent to the PLAXIS 2D server. This batching strategy is what keeps the server responsive and the pre-processing step computationally tractable, regardless of how many polygons a given cross-section contains; the batch size itself is simply a tuning parameter, to be set according to the available server and hardware resources.

Once the geometry and materials for a cross-section have been generated, the same scripted sequence defines the tunnel excavation contour, triggers local mesh refinement around the opening, and sets up the calculation phases: an initial phase establishing the in-situ stress state, followed by the deconfinement stages. The script then launches the calculation and, once it has converged, extracts the displacement and plastic-point results required for post-processing.

Because every step of the procedure (slicing, geometry and material batching, excavation contour generation, phasing, calculation and result extraction) is fully scripted, it can be automatically reapplied to other cross-sections.

5. DEMONSTRATION EXAMPLE

The procedure described in the previous sections is illustrated on a synthetic example of a single circular tunnel with a diameter of 10 m. The ground model domain is defined with 10 boreholes, from which 10 cross sections, each of 50x50 m in extent, are subsequently extracted for FE analysis. The voxel grid is built with a uniform resolution of 0.5 m, equal to the smallest admissible block sphere diameter [6].

Spatial variability of the matrix geomechanical parameters is simulated by conditioning the random field on borehole sample points, while the block properties are kept constant. Table 1 lists the resulting parameter ranges and mean values used in the FE analyses.

Table 1: Block and matrix geomechanical parameters used in FE analyses (modified after [6])

Parameter	Statistic	Matrix	Blocks
$c\ [kPa]$	min	5.1	905.1
	max	14.9	1093.5
	μ (mean)	9.6	1008.1
φ [°]	min	24.0	49.1
	max	31.9	51.0
	μ (mean)	27.9	50.2
$E\ [GPa]$	min	1.5	7.0
	max	3.4	7.4
	μ (mean)	2.6	7.2

Following the procedure described in the previous section, each cross section is surrounded by a buffer zone extending $5L_c$ (50 m) beyond the excavation boundary, represented as a homogeneous continuum with coarser voxel resolution and average matrix properties (Figure 2).

The initial stress state is isotropic, with vertical and horizontal stress both equal to 1.74 MPa, corresponding to an overburden of approximately 80–85 m; the analyses are carried out under drained conditions, without groundwater. Given the 0.5 m voxel resolution, each cross-section comprises on the order of ten thousand distinct soil polygons. Applying the automation workflow, soil polygons and their material assignments are transferred to PLAXIS 2D in batches of 200 polygons at a time.

Excavation is simulated over ten equal deconfinement stages (n=10 in Eq. (1)), that is, in successive increments of 10% stress release per phase. Deconfinement is applied using the described Deconfinement method rather than the Staged Construction method because drained analysis is applied.

Across the analysed cross-sections, tunnel convergence is generally lower than in an equivalent, fully homogenous deterministic model using mean matrix properties, consistent with the reinforcing effect of the stiffer blocks embedded in the weaker matrix (Figure 3).

This reduction is accompanied by noticeable scatter between individual cross-sections because of the wide range of possible block arrangements. Sections with blocks favourably positioned around the excavation show markedly reduced displacement, while sections with unfavourably positioned blocks show localised amplification, occasionally exceeding the deterministic reference.

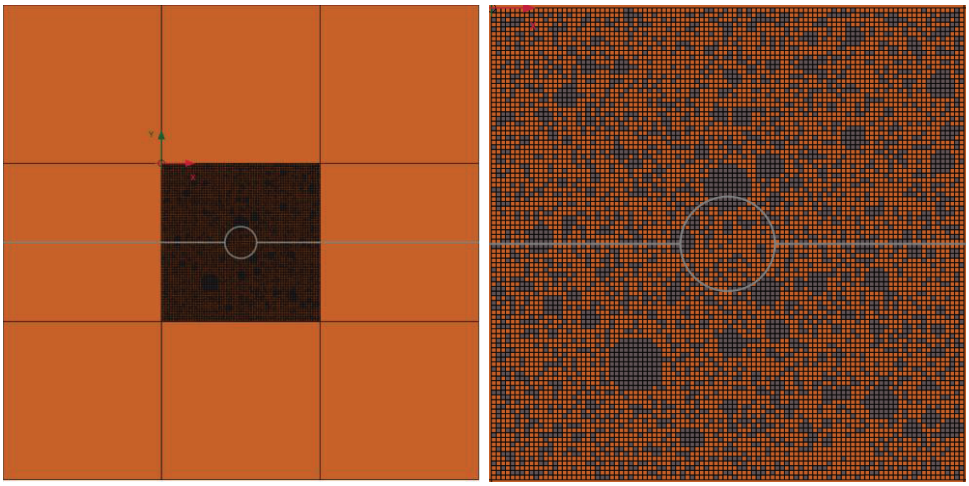


Figure 2: PLAXIS 2D model generated from a voxelized ground-model slice, with a close-up of the block/matrix polygon layout around the tunnel [6]

The resulting radial displacement profile along the tunnel perimeter is correspondingly non-uniform and non-symmetric, illustrating why a homogeneous ground assumption cannot capture the uneven loading and non-uniform bending-moment distribution relevant to lining design.

Plastic yielding is concentrated in the weaker matrix, particularly where the CRF realisation leads to local reduction of cohesion or internal friction angle near the excavation boundary, while the embedded blocks remain elastic throughout, consistent with their considerably higher strength and stiffness. In most analysed sections, the overall plastic-zone extent is smaller than that predicted by the deterministic model, again reflecting the net stiffening contribution of the blocks, although its shape follows the local block arrangement rather than the smooth, axisymmetric pattern of the homogeneous case.

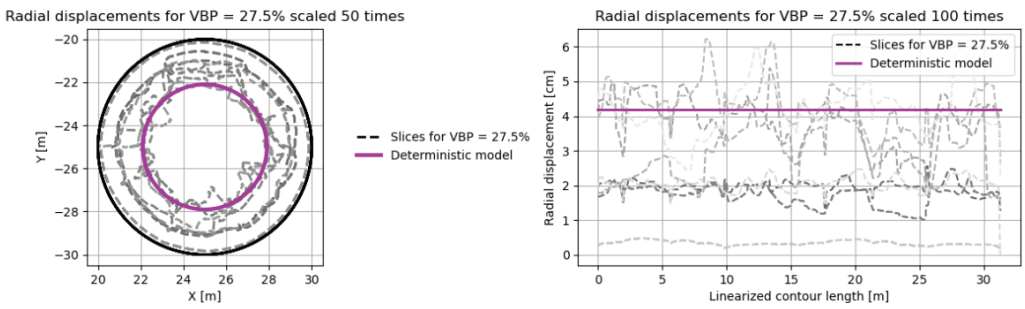


Figure 3: Radial displacement results for VBP=27.5%: tunnel cross-section (left) and perimeter displacement vs. linearized contour length (right) – modified after [6]

6. CONCLUSIONS

This paper described the automated finite element modelling workflow for simulating tunnel excavation in block-in-matrix rock, in which a voxelized, borehole-constrained ground model,

with constant block properties and spatially variable matrix properties, is transferred to PLAXIS 2D through its Python HTTP API. Batching soil-polygon and material commands proved essential to make the transfer of cross-sections containing on the order of ten thousand polygons computationally tractable, allowing FE analyses to be generated and run automatically.

Modelling both block and matrix with the Mohr-Coulomb criterion and simulating excavation through staged convergence-confinement reproduced the expected stiffening effect of embedded blocks, as well as the scatter and local asymmetry in tunnel response that only a heterogeneous, data-constrained representation of the rock mass can capture, which marks the information directly relevant to tunnel lining design. Future work will extend the automated linkage to fully three-dimensional FE analyses and incorporate face-mapping observations collected during excavation to update the ground model as construction proceeds.

ACKNOWLEDGEMENTS

This research was supported by the Science Fund of the Republic of Serbia, #345 - Digital and Numerical Model Integration for Optimization in Geotechnics – DiNum-GEO. Authors are partially supported by Serbian Ministry of Science, Technological Development and Innovation via Project 200092.

REFERENCES

[1] Medley E. W. The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks). PhD Thesis. University of California, Berkeley, 1994.

[2] Napoli M. L, Barbero M, Scavia C. (2021). Tunneling in heterogeneous rock masses with a block-in-matrix fabric. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 138, 104655, 2021, 10.1016/j.ijrmms.2021.104655.

[3] Bentley Systems. PLAXIS 2D Reference Manual, version 2024.3, Bentley Systems, 2024.

[4] Napoli M. L, Milan L, Barbero M, Scavia C. Identifying uncertainty in estimates of bimrocks volumetric proportions from 2D measurements. Engineering Geology, 278, 105831, 2020, 10.1016/j.enggeo.2020.105831.

[5] Zhang H, Huang C, Wang L, Cao Y, Boldini D. Estimation of volumetric block proportions from 1D boring of bim-materials considering different block forms. Engineering Geology, 353, 108094, 2025, 10.1016/j.enggeo.2025.108094.

[6] Micić K, Joksimović N, Marjanović M, Jovičić V, Ninić J. Towards an advanced geotechnical modelling of block-in-matrix rock for robust tunnel design and construction, 19th World Conference of the Associated Research Centres for the Urban Underground Space, Belgrade, 2025, 2.3.99, doi.ub.kg.ac.rs/doi/acuus25-2-3.

[7] Heße F, Prykhodko V, Schlüter S, Attinger S. Generating random fields with a truncated power-law variogram: A comparison of several numerical methods, Environmental Modelling & Software, 55, 2014, 32–48.

[8] Müller S, Schüler L, Zech A, Heße F. GSTools v1.3: A toolbox for geostatistical modelling in Python, Geoscientific Model Development, 15, 2022, 3161–3182.

[9] Rabcewicz L. The New Austrian Tunneling Method (NATM), Water Power, 16(8), 1964, 453–457.

E-57
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026061J

Sanja Jocković[1], Nikola Obradović[2], Mladen Ćosić[3], Nenad Šušić[3]

IMPACT OF SOIL REPLACEMENT ON ROAD EMBANKMENT SETTLEMENT

Summary: This paper presents an analysis of consolidation settlement and consolidation time due to the construction of a road embankment on the Kratovska Stena–Lučani section. The study was performed for three representative sections between bridge structures, considering different embankment heights and subsoil improvement options. The analysed cases included no soil replacement, full-width replacement of the soft layer with thicknesses ranging from 1.5 to 2.5 m, and bench-shaped replacement. The results indicate that the applied subsoil improvement measures significantly reduce total settlement and reduce consolidation time. The findings provide a sound basis for selecting a technically and economically optimal engineering solution in practice.

Keywords: road embankment, soil replacement, settlement, consolidation time

UTICAJ ZAMENE TLA NA SLEGANJE PUTNOG NASIPA

Rezime: U radu je prikazana analiza konsolidacionog sleganja i trajanja konsolidacije usled izgradnje putnog nasipa na deonici Kratovska stena–Lučani. Analiza je urađena za tri karakteristične deonice između mostovskih konstrukcija, pri različitim visinama nasipa i varijantama poboljšanja podtla. Razmatrani su slučajevi bez zamene, pune zamene sloja u debljini 1.5–2.5 m i zamene promenljive geometrije. Rezultati pokazuju da primena mera poboljšanja podtla značajno utiče na smanjenje ukupnih sleganja i skraćenje vremena konsolidacije. Dobijeni rezultati mogu poslužiti kao osnova za izbor tehnički i ekonomski optimalnog rešenja.

Ključne reči: putni nasip, zamena tla, sleganje, vreme konsolidacije

[1] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering, borovina@grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade – Faculty of Civil Engineering
[3] Institute for Testing of Materials IMS, Belgrade

1. INTRODUCTION

Road embankments constructed on soft subsoil may be associated with large total and differential settlements, while consolidation may continue long after embankment construction. Post-construction settlements can affect road serviceability and maintenance requirements [1, 2]. The analysis should therefore include settlement magnitude, consolidation time and the efficiency of possible ground improvement measures. In engineering practice, several ground improvement techniques can be used to reduce settlements and accelerate consolidation. These include preloading, staged construction, vertical drains, stone columns, deep soil mixing, rigid inclusions, geosynthetic reinforcement, lightweight fill, and partial or full replacement of weak soil. The selection of the most suitable method depends on the soil profile, thickness of the compressible layer, groundwater conditions, embankment height, allowable settlement, construction time, availability of materials, and economic constraints.

This paper analyses the Kratovska Stena–Lučani section of the new state road IIA-181, where embankments are planned between bridge structures. The analysis includes three representative embankment sections. The embankment height is approximately 6–7 m in Sections 1 and 2, while in Section 3 it ranges from about 3 to 6 m. Available geotechnical data indicate weak foundation soils to a depth of approximately 5–6 m, requiring an assessment of settlement magnitude and consolidation time.

PLAXIS 2D finite element models were developed for representative embankment cross-sections. The models included the adopted soil stratigraphy, embankment geometry and geotechnical parameters derived from the available investigation data. The calculations were performed for the embankment without replacement of the soft layer and for several replacement solutions, including full-width replacement and bench-shaped replacement. The results were compared in terms of total settlement and consolidation duration.

2. GROUND IMPROVEMENT METHODS

Ground improvement methods include a wide range of techniques used to modify the engineering behaviour of natural soils. These techniques may be classified into four main groups: mechanical modification, hydraulic modification, physical and chemical modification, and methods based on inclusions, reinforcement or confinement [3].

Mechanical methods include compaction, densification and replacement of unsuitable soil with material of better mechanical properties. Hydraulic methods act through drainage control and pore pressure dissipation, including dewatering, preloading and vertical drains. Physical and chemical methods, such as lime and cement stabilisation, deep soil mixing and grouting, modify the soil structure or composition. Methods based on inclusions and reinforcement, such as stone columns, rigid inclusions and geosynthetics, change the load transfer mechanism within the ground.

For embankments on soft foundation soils, mechanical replacement is a direct improvement measure. It removes the weakest material from the upper foundation zone and replaces it with compacted granular fill, producing a stiffer and more uniform support for the embankment. The efficiency of this method depends on the depth, width and geometry of the replacement zone, as well as on the compressibility of the remaining subsoil. Hydraulic methods could also be considered when consolidation rate has a significant influence on the deformation response. Measures such as preloading or vertical drains primarily accelerate pore pressure dissipation, but they require additional construction time and monitoring. In comparison, replacement provides an immediate modification of the foundation zone and is therefore suitable when the improvement has to be achieved during embankment construction.

3. CASE STUDY

The Kratovska Stena–Lučani road section was divided into three embankment sections, extending over 143 m, 218 m and 550 m, respectively. The division follows the position of embankments between bridge structures, the variation in embankment height and the interpreted ground conditions along the route. Sections 1 and 2 represent the higher embankment zones, with adopted embankment heights of 6 m and 7 m, while Section 3 represents the part of the route with a somewhat different subsoil profile and embankment heights in the range of 3–6 m.

The geotechnical investigation programme included in-situ and laboratory testing along the analysed road section. In-situ data were obtained from CPT tests, boreholes and trial pits within the embankment and bridge zones [4]. Laboratory testing provided the physical, strength, compressibility and permeability parameters of the foundation soils. These data were used to interpret the ground profile and define the parameters adopted in the numerical model.

The embankment is founded on fine-grained and granular deposits, underlain by sericite–chlorite schists and phyllites with a weathered zone. The upper part of the subsoil consists of clayey–sandy silt of low stiffness, with thicknesses of 3.0 m in Sections 1 and 2 and 4.0 m in Section 3. This layer is followed by sandy silt and sand, with a thickness of 2.0 m in all sections, and by a 6.0 m thick gravel layer. The underlying schists and phyllites were treated as the base of the model. The adopted profile is shown in Figure 1, and the material parameters used in the analyses are given in Table 1.

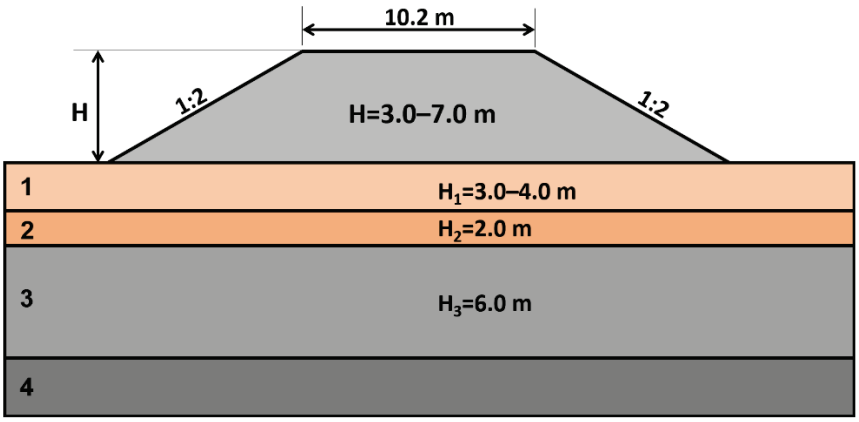


Figure 1: Adopted embankment geometry and subsoil profile for the analysed sections

Table 1: Material parameters used in the analyses

Layer	Material	Thickness (m)	γ (kN/m^3)	Mv (MPa)	ν	φ′ (°)	c′ (kPa)	k (m/s)
1	Clayey-sandy silt, CI	3–4	17.5	2.0	0.40	21	10	10^{-8}, 10^{-9}
2	Sandy silt CI, sand SP	2	20.0	4.5	0.35	25	8	10^{-7}
3	Gravel, GP / GC	6	21.0	20, 33	0.20	36	0	10^{-5}
4	Schists and phyllites	model base	/	/	/	/	/	/
5	Embankment fill	3–7	22.0	30.0	0.20	38	1	10^{-5}

The stiffness of the gravel layer was taken as 33 MPa in Sections 1 and 2 and 20 MPa in Section 3. For the upper soft layer, two permeability values, 10^{-8} m/s and 10^{-9} m/s, were considered.

Subsoil replacement was adopted because the soft deformable layer is relatively shallow. Replacing part of the fine-grained soil with compacted granular material increases the stiffness of the foundation zone and shortens the drainage path, which can reduce both settlement and consolidation time.

4. NUMERICAL ANALYSIS

The numerical analyses were performed for several embankment heights within each representative section. The results presented in this paper correspond to the maximum embankment heights of 7.0 m in Sections 1 and 2 and 6.0 m in Section 3.

Several variants of soft-layer replacement were considered. The reference case was the embankment constructed on the existing subsoil, with only a shallow mandatory replacement layer 0.3 m thick. This case was used as the basis for comparison with the replacement variants. Full-width replacement was analysed for depths of 1.5 m, 2.0 m and 2.5 m. In these cases, the replacement zone extended beneath the embankment base over the adopted design width. The replacement width was 22.0 m in Sections 1 and 2 and 18.0 m in Section 3.

Bench-shaped replacement was also considered, with maximum replacement depths of 2.0 m and 1.5 m in the central part of the embankment foundation. The replacement depth was reduced towards the embankment edges, resulting in a narrower improved zone compared with the full-width layout. The adopted widths were 18.0 m in Sections 1 and 2 and 14.0 m in Section 3.

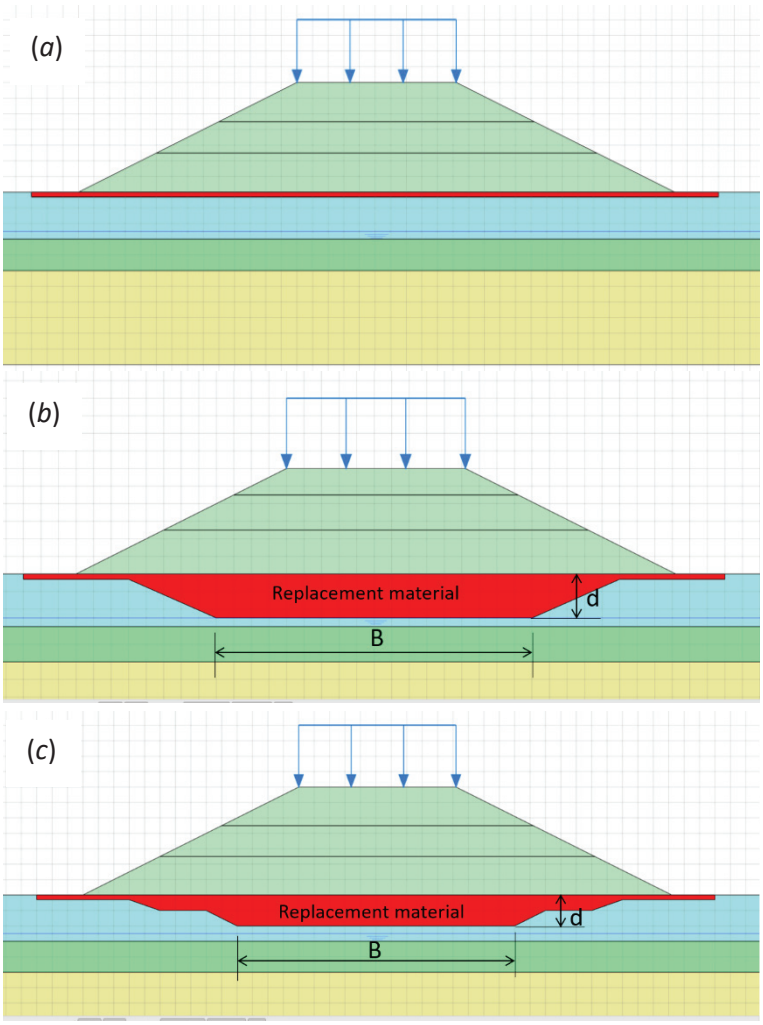


Figure 2: Analysed subsoil replacement variants: (a) reference case with 0.3 m shallow replacement, (b) full-width replacement, and (c) bench-shaped replacement

Settlement analyses were performed in PLAXIS 2D under plane strain conditions. A fully coupled flow–deformation consolidation analysis was used, allowing simultaneous calculation of deformations and pore pressure dissipation during and after embankment construction [5]. The soil layers, embankment fill and replacement material were modelled using the Mohr–Coulomb constitutive model. The material parameters of the soil layers and embankment fill are given in Table 1, while the parameters adopted for the replacement material are presented in Table 2.

Table 2: Material parameters for replacement material

Material	Thickness (m)	γ (kN/m³)	Mv (MPa)	ν	φ′ (°)	c′ (kPa)	k (m/s)
Replacement fill	1.5–2.5	22.0	30.0	0.20	38	0	10^{-5}

The calculation procedure consisted of two stages. In the first stage, embankment construction was simulated over a period of 45 days. In the second stage, consolidation was continued after construction until the calculated excess pore pressures had sufficiently dissipated and the development of settlements became negligible.

Standard displacement boundary conditions were applied to the finite element model. Horizontal displacements were fixed along the vertical model boundaries, while both horizontal and vertical displacements were fixed at the bottom boundary. Hydraulic boundary conditions were defined in accordance with the adopted drainage conditions of the ground profile.

5. RESULTS AND DISCUSSION

The results are presented through the crest settlement and consolidation time for the analysed replacement variants. The comparison was made for two values of the permeability coefficient of the upper soft clayey-sandy silt layer, $k=10^{-8}$ m/s and $k=10^{-9}$ m/s. Sections 1 and 2 were analysed with a 3 m thick upper soft layer, while Section 3 was analysed with a 4 m thick upper soft layer and lower stiffness of the underlying gravel layer.

For Sections 1 and 2, the calculated crest settlements for the 7 m high embankment are shown in Figure 3. The reference case without replacement gives the largest settlement, about 45 cm. Full-width replacement reduces the settlement considerably. The most effective case is full-width replacement with a thickness of 2.5 m, where the crest settlement is reduced to about 23 cm. Bench-shaped replacement gives results close to the corresponding full-width replacement of similar depth.

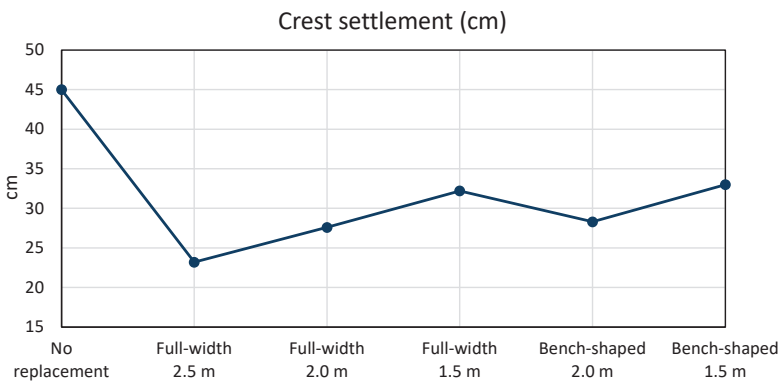


Figure 3: Crest settlement for Sections 1 and 2, $k=10^{-8}$ m/s

The influence of permeability on the calculated final settlement is relatively small. For the same replacement geometry, the settlements obtained for $k=10^{-8}$ m/s and $k=10^{-9}$ m/s are very similar. This indicates that the final settlement is mainly controlled by the stiffness and thickness of the compressible layers and by the replacement geometry.

In contrast, the consolidation time is strongly affected by the adopted permeability of the upper soft layer. As shown in Figure 4, in the reference case without replacement the consolidation time increases from about 150 days for $k=10^{-8}$ m/s to about 200 days for $k=10^{-9}$ m/s. Similar differences are also observed for the replacement variants. This confirms that reliable estimation of the permeability coefficient is essential for predicting the time development of settlements. However, defining a representative value of permeability is not straightforward, since laboratory and in-situ results may differ and the coefficient can vary significantly within fine-grained soils. The replacement variants reduce the consolidation time for both adopted permeability values. This is mainly due to partial removal of the fine-grained layer and its replacement with granular material, which shortens the drainage path during consolidation. For full-width replacement, the calculated consolidation time is generally reduced to about 60–100 days, depending on replacement depth and permeability. Bench-shaped replacement also reduces the consolidation time, although the reduction is less pronounced for the smaller replacement depth.

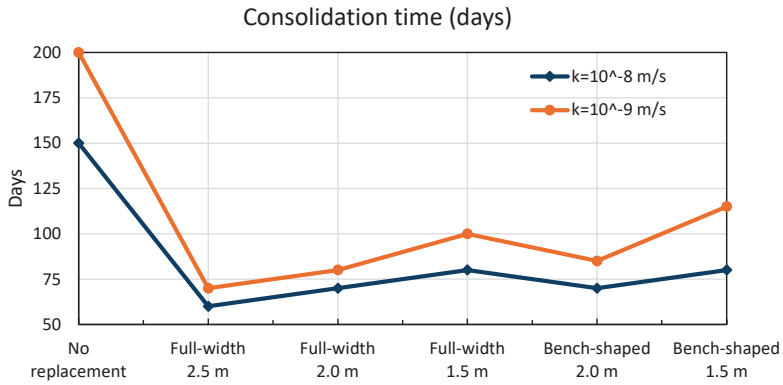


Figure 4: Consolidation time for Sections 1 and 2 for different values of permeability

For Section 3, the same comparison was made for the 6 m high embankment, as shown in Figures 5 and 6. Although the embankment height is lower, the calculated settlements remain higher. This is mainly a consequence of the thicker upper soft layer and the lower stiffness adopted for the gravel layer. The reference case gives a crest settlement of about 50 cm, while full-width replacement of 2.5 m reduces it to about 32 cm. Bench-shaped replacement also reduces settlement, although the effect is less pronounced for the smaller replacement depth.

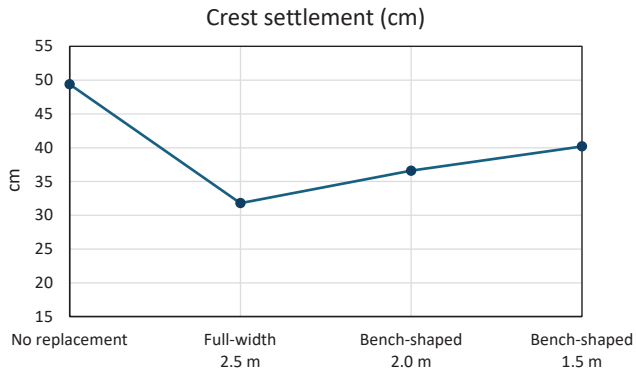


Figure 5: Crest settlement for Section 3

The difference between the two adopted permeability values is again more evident in the consolidation time than in the final settlement. For the reference case, reducing the permeability

from 10^{-8} m/s to 10^{-9} m/s increases the consolidation time from about 90 days to more than 200 days. This confirms the importance of the adopted permeability for time-dependent settlement analysis. Replacement reduces the consolidation time for both permeability values, with the shortest times obtained for full-width replacement.

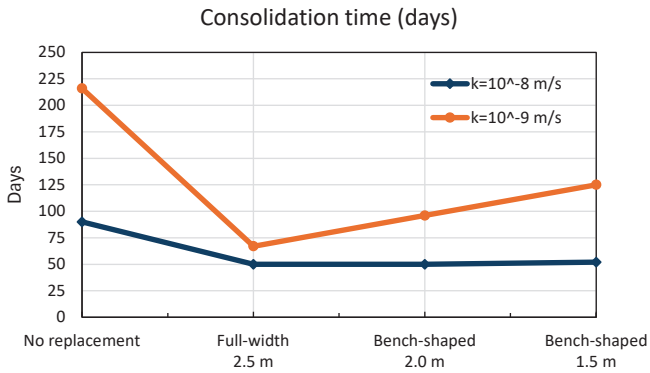


Figure 6: Consolidation time for Section 3 for different values of permeability

6. CONCLUSIONS

The analyses confirm that subsoil replacement reduces both crest settlement and consolidation time. Full-width replacement at the largest analysed depth gives the largest reduction. Bench-shaped replacement also provides considerable settlement reduction, while requiring a smaller excavation volume.

The results also show that the reliability of settlement and consolidation predictions depends directly on the quality of the adopted soil parameters. For this reason, appropriate in-situ investigations and laboratory testing are essential for defining the stiffness, strength and permeability of the foundation soils. This is particularly important during phased construction, where decisions on further embankment construction should be based on the observed and predicted soil response under the actual loading and drainage conditions.

REFERENCES

[1] Schaefer V. R., Berg R. R., Christopher B. R., Elias V., DiMaggio J. A. Ground Modification Methods – Reference Manual, Volume I, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, FHWA-NHI-16-027, USA, 2016.

[2] Schaefer V. R., Berg R. R., Christopher B. R., Elias V., DiMaggio J. A. Ground Modification Methods – Reference Manual, Volume II, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, FHWA-NHI-16-028, USA, 2016.

[3] Nicholson P. G. Soil Improvement and Ground Modification Methods, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2015.

[4] Institut za ispitivanje materijala IMS. Izveštaj o ispitivanju br. G-0073/24: Laboratorijska geomehanička ispitivanja uzoraka tla za potrebe izgradnje nove trase državnog puta IIA-181, deonica Kratovska Stena–Lučani, Beograd, 2024.

[5] Obradović N., Jocković S. Numerical evaluation of road embankment settlements, Journal of Road and Traffic Engineering, 2026, 84-91.

E-58
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026097P

Veljko Pujević[1], Nikola Obradović[2], Miloš Marjanović[2], Sanja Jocković[2], Nikola Tošić[2]

REPRESENTATIVE MODULUS OF SUBGRADE REACTION FOR STRUCTURAL DESIGN OF INDUSTRIAL FLOOR SLABS – A CALIBRATION-BASED APPROACH

Summary: The Winkler model is the most widely used approach for the structural design of industrial floor slabs because of its simplicity and implementation in commercial software. However, selecting a representative modulus of subgrade reaction remains a major source of uncertainty. Conventional methods usually derive this parameter from predicted settlements or empirical correlations, although the primary objective of structural analysis is the determination of bending moments. This paper proposes a calibration-based methodology in which the modulus of subgrade reaction is treated as an equivalent numerical parameter rather than an intrinsic soil property. The representative value is obtained by calibrating the Winkler model against a continuum finite element model using bending moments as the calibration criterion. The methodology is illustrated through the redesign of an industrial floor slab and provides a practical and reliable basis for structural design.

Keywords: industrial floor slabs, soil-structure interaction, Winkler model, modulus of subgrade reaction, finite element analysis, calibration

ODREĐIVANJE REPREZENTATIVNOG KOEFICIJENTA KRUTOSTI POSTELJICE ZA STATIČKU ANALIZU I DIMENZIONISANJE INDUSTRIJSKIH PODNIH PLOČA

Rezime: Winklerov model predstavlja najčešće primenjivani pristup za dimenzionisanje industrijskih podnih ploča zahvaljujući jednostavnosti i primeni u komercijalnim softverskim paketima. Međutim, izbor reprezentativne vrednosti koeficijenta krutosti posteljice i dalje predstavlja jedan od najvećih izvora nepouzdanosti u projektovanju. U radu je predložena metodologija zasnovana na kalibraciji, u kojoj se koeficijent krutosti posteljice tretira kao ekvivalentni numerički parametar, a ne kao fizička karakteristika tla. Reprezentativna vrednost određuje se kalibracijom Winklerovog modela prema kontinuum modelu, pri čemu su momenti savijanja usvojeni kao osnovni kriterijum kalibracije. Metodologija je prikazana na primeru dimenzionisanja industrijske podne ploče velikog distributivnog centra i predstavlja praktičnu osnovu za pouzdanije projektovanje.

Ključne reči: industrijske podne ploče, interakcija konstrukcije i tla, Winklerov model, koeficijent krutosti posteljice, metoda konačnih elemenata, kalibracija

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, vpujevic@grf.bg.ac.rs
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering

1. INTRODUCTION

Industrial floor slabs represent a specific class of foundation structures whose structural behaviour is governed by soil–structure interaction. Owing to their large plan dimensions, relatively small thickness and highly non-uniform loading conditions, their response depends simultaneously on the stiffness of the slab, the deformation characteristics of the supporting soil and the load distribution. Consequently, an appropriate representation of the foundation soil is essential for reliable structural design.

Despite the widespread availability of advanced continuum-based numerical methods, industrial floor slabs are still predominantly designed using the Winkler hypothesis [1]. Within this approach, the supporting soil is represented by a system of independent springs characterized by the modulus of subgrade reaction. Owing to its simplicity and implementation in virtually all commercial structural software, the Winkler model remains the standard engineering tool for slab design. The principal source of uncertainty is not the structural analysis itself, but the selection of a representative modulus of subgrade reaction. Existing design recommendations usually estimate this parameter from laboratory or in-situ test results through empirical correlations involving deformation modulus, plate load tests, CBR, SPT and other geotechnical parameters [2]. However, these approaches frequently lead to significantly different values even for similar soil conditions.

A fundamental reason for this inconsistency is that the modulus of subgrade reaction is commonly interpreted as an intrinsic soil property. In reality, it is a parameter of an equivalent mechanical model whose representative value depends not only on soil properties but also on the stiffness of the slab, foundation geometry, loading configuration and soil stratification.

These limitations become particularly pronounced in the design of industrial floor slabs founded on layered deposits. Such systems usually consist of a relatively stiff engineered bearing layer overlying considerably more compressible natural soils [3]. When conventional settlement-based procedures are applied, the predicted settlements are largely governed by the deformation of deeper soil layers, whereas the stiffness contribution of the engineered bearing layer becomes insufficiently represented in the equivalent Winkler springs. As a consequence, numerical models calibrated solely on the basis of settlements frequently provide unrealistic distributions of contact pressures and bending moments, leading to inefficient structural design.

The primary objective of the Winkler model in structural engineering is not the prediction of settlements but the determination of internal forces governing reinforcement design. Therefore, the calibration criterion should be directly related to the structural response of the slab rather than to its absolute settlement. The objective of this paper is therefore to propose a practical methodology for determining a representative modulus of subgrade reaction through calibration of the Winkler model against a higher-order continuum finite element model. The proposed procedure uses bending moments as the governing calibration criterion and is demonstrated through the redesign of an industrial floor slab for a logistics distribution centre.

2. LIMITATIONS OF CONVENTIONAL PROCEDURES FOR DETERMINING THE MODULUS OF SUBGRADE REACTION

The modulus of subgrade reaction is conventionally defined as the ratio between contact pressure and the corresponding foundation settlement. Although this definition suggests that it is a soil parameter, the modulus of subgrade reaction does not represent a constitutive property of the soil but the stiffness of an equivalent spring replacing a complex soil continuum [4]. Consequently, its representative value cannot be uniquely defined independently of the adopted structural model.

For relatively small shallow foundations resting on homogeneous soil deposits, this simplification generally provides satisfactory results. However, industrial floor slabs typically

cover several thousand square metres and are founded on layered soil profiles consisting of stiff engineered bearing layers overlying considerably more compressible natural deposits. Under such conditions, predicted settlements are dominated by the deformation of deeper strata, whereas bending moments are governed primarily by the stiffness of the upper support layers.

As a consequence, settlement-based procedures usually produce unrealistically low values of the modulus of subgrade reaction. While such values may reproduce the average settlement of the slab, they fail to represent the local soil restraint responsible for the development of bending moments and therefore cannot ensure a realistic prediction of reinforcement demand.

An additional limitation follows directly from the Winkler hypothesis. Since the springs act independently, a uniform modulus of subgrade reaction cannot simultaneously reproduce the bending moment distribution throughout the slab. Satisfactory agreement may be achieved only locally, while significant discrepancies remain elsewhere. This indicates that the equivalent spring system should be calibrated with respect to structural response and, where necessary, represented by a rational distribution of spring stiffness rather than by a single uniform value.

These shortcomings become particularly important in the design of industrial floor slabs subjected to concentrated rack loads, where local bending moments govern reinforcement design. Under such conditions, the representative modulus of subgrade reaction should be selected so that the simplified Winkler model reproduces the bending moments obtained from a more realistic continuum analysis rather than the predicted settlements.

3. NUMERICAL FRAMEWORK AND CALIBRATION PROCEDURE

3.1. FLOOR SYSTEM AND LOADING SCENARIOS

The proposed methodology was developed during the redesign of the reinforced concrete industrial floor slab for the Lidl Distribution Centre in Kumanovo, North Macedonia. The floor system consists of a large number of reinforced concrete panels separated by construction joints. Individual panels have plan dimensions ranging from approximately 25 to 30 m, while the slab is founded on a multilayer soil profile comprising a crushed stone bearing layer, a compacted subgrade layer and natural cohesive deposits.

Unlike conventional foundation slabs subjected predominantly to column loads, industrial floor slabs are exposed to highly non-uniform loading conditions produced by storage racks, forklift traffic and operational activities. Preliminary analyses showed that storage loads have a significantly greater influence on the equivalent spring stiffness than traffic loads or local imperfections.

Owing to the large panel dimensions and the localized nature of rack loads, soil–structure interaction has a governing influence on the distribution of bending moments within the slab. Since the representative modulus of subgrade reaction depends not only on the supporting soil but also on the loading configuration, three characteristic loading scenarios representative of the warehouse operation were considered during the calibration procedure:

- storage areas with static pallet racks,
- storage areas with dynamic pallet racks,
- IN/OUT areas without permanent rack loads.

Since the proposed methodology is identical for all loading scenarios, only the results corresponding to the static pallet rack area are presented in this paper. Loading scheme for static pallet racks is given in Figure 1. The given loading scheme is repeated in given pattern all over the panels.

Two characteristic operating scenarios were considered. In the first scenario, the analysed panel was fully loaded, while the adjacent panels remained unloaded. This configuration represents the most unfavourable condition for bending moments developing in the bottom zone beneath the rack columns. The second scenario represents the normal operating condition of the

warehouse, in which the analysed panel and all adjacent panels are simultaneously loaded. In this case, the surrounding panels participate in the deformation of the supporting soil, resulting in a significantly different distribution of contact pressures and bending moments within the analysed slab. Since these two loading scenarios produce fundamentally different structural responses, both were included in the calibration procedure. When no reliable information on the future loading sequence is available, the envelope of the two analyses may be adopted for structural design.

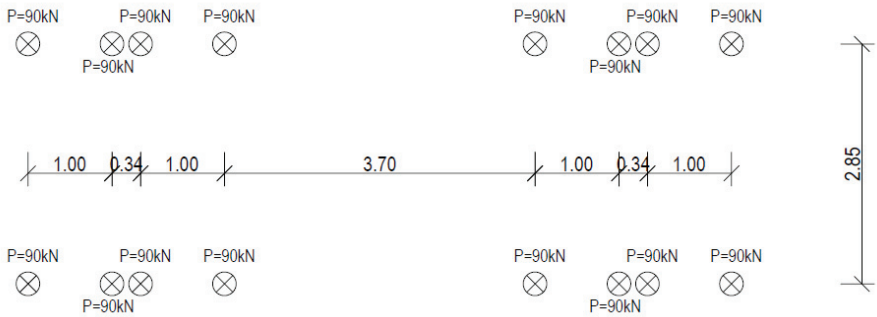


Figure 1: Loading scheme for static pallet racks

3.2. GROUND MODEL

The geological profile consists of three principal components relevant for the structural behaviour of the slab: engineered crushed stone bearing layer, compacted subgrade, natural cohesive deposits extending beneath the influence zone CL/CI/SF (USCS classification of soil). The stiffness of the natural soil profile was determined from laboratory oedometer testing, whereas the deformation characteristics of the compacted subgrade were evaluated using plate load tests performed after compaction. The stiffness of the crushed stone bearing layer was estimated from project specifications and verified through sensitivity analyses.

Because excavation depth varies throughout the building footprint, several representative ground models were considered in order to investigate the influence of stress history on the calibrated modulus of subgrade reaction.

Since the objective of the present study is the evaluation of the calibration methodology rather than the characterization of the investigated site, only representative material properties were adopted in the numerical analyses. Table 1 summarises the representative deformation parameters adopted for the reference continuum model.

Table 1: Representative values of the elasticity moduli and shear strength parameters

Layer	**Depth below the slab (m)**	**Representative values of the elasticity moduli E (MPa)**				**Poisson's ratio ν**	**Unit weight γ (kN/m³)**	**φ′ (°)**	**c′ (kPa)**
		Excavation depth							
		0.0 m	**1.0 m**	**2.0 m**	**≥ 3.0 m**				
Bearing layer	0-1.0	See Table 2.				0.30	22.3	38	1
Compacted subgrade	1.0-1.5	24.0	24.0	24.0	24.0	0.30	20.0	24	10
CL/SF	1.5-4.5	2.1	4.1	6.1	8.2	0.30	18.7	24	10
CL/CI/SF	4.5-13.0	3.8	5.2	6.7	8.2	0.30	19.2		
CI/SF	13.0-20.0	8.7	10.0	11.0	12.0	0.30	20.5		

The reference continuum model explicitly accounts for the multilayer soil profile, whereas the equivalent Winkler model replaces the complete soil domain by an equivalent system of vertical springs.

A parametric study comprising nine numerical models was carried out to investigate the influence of the engineered bearing layer stiffness on the representative modulus of subgrade reaction. Unlike the natural foundation soil, whose mechanical properties can only be marginally modified, the bearing layer represents an engineered material whose stiffness may be controlled during construction through the selection of aggregate grading, mineralogical composition and compaction quality.

Consequently, the deformation modulus of the bearing layer was treated as a design variable. The calibration procedure was therefore repeated for values of the deformation modulus ranging from 35 MPa to 160 MPa, covering the range typically achievable in practical construction. The remaining soil layers were kept unchanged, allowing the influence of the bearing layer stiffness on the representative modulus of subgrade reaction to be evaluated independently. The different considered deformation modulus used in parametric study for bearing layer are summarized in Table 2.

Table 2: Considered ground models for bearing layer

Scenarios label	**Deformation characteristics of bearing layer (d is the thickness of zone within the layer)**
M1	zone 1: d=20 cm E=70 MPa; zone 2: d=20 cm E=50 MPa; zone 3: d=30 cm E=35 MPa; zone 4: d=30 cm E=35 MPa;
M2	zone 1: d=50 cm E=65 MPa; zone 2: d=50 cm E=35 MPa
M3	zone 1: d=100 cm E=60 MPa
M4	zone 1: d=100 cm E=50 MPa
M5	zone 1: d=100 cm E=70 MPa
M6	zone 1: d=100 cm E=80 MPa
M7	zone 1: d=100 cm E=100 MPa
M8	zone 1: d=100 cm E=120 MPa
M9	zone 1: d=100 cm E=160 MPa (value obtained from CBR)

3.3. NUMERICAL MODELS AND CALIBRATION PROCEDURE

Calibration was performed by comparing the structural response obtained from two numerical models. The reference model represents the supporting soil as a three-dimensional continuum discretised by finite elements. The multilayer soil profile, contact conditions and constitutive behaviour of individual geological units are explicitly taken into account. To realistically reproduce stress redistribution beneath the slab, the soil was modelled using the Mohr–Coulomb elastoplastic constitutive model. The reference model is not intended for routine design. Its primary role is to provide reliable values of bending moments against which the equivalent Winkler model can be calibrated.

The structural design model was developed using the conventional Winkler hypothesis, in which the supporting soil is represented by a system of discrete vertical springs characterised by the modulus of subgrade reaction. Both numerical models were created using identical slab geometry, boundary conditions and load combinations. Consequently, the adopted soil representation represents the only significant difference between the analyses.

The representative modulus of subgrade reaction was determined iteratively by modifying the spring stiffness until satisfactory agreement between the bending moments obtained from the continuum and Winkler models was achieved.

Unlike conventional settlement-based procedures, where the modulus of subgrade reaction is selected to reproduce calculated settlements, the proposed methodology adopts bending moments as the governing calibration criterion. Since reinforcement design depends directly on internal forces, matching the bending moment distribution provides a considerably more rational basis for selecting the equivalent spring stiffness. The quality of calibration was evaluated by comparing:

- maximum positive bending moments,
- maximum negative bending moments,
- location of maximum bending moments,
- overall shape of the bending moment diagrams.

3.4. STIFFNESS ZONING

Preliminary analyses demonstrated that a uniform modulus of subgrade reaction cannot simultaneously reproduce the complete bending moment distribution throughout the slab. This behaviour follows directly from the assumptions of the Winkler hypothesis, which neglects interaction between neighbouring springs.

To overcome this limitation while preserving the simplicity required for practical structural design, several geometrically simple stiffness zoning schemes were investigated. Instead of assigning individual stiffness values to every spring, the slab support was divided into a limited number of zones with constant representative values of the modulus of subgrade reaction. The considered zoning schemes are given in Figure 2.

Particular attention was devoted to keeping the adopted zoning sufficiently simple for routine engineering application while still reproducing the dominant mechanisms governing soil restraint. The representative spring stiffnesses for individual zones were obtained through iterative calibration against the continuum model.

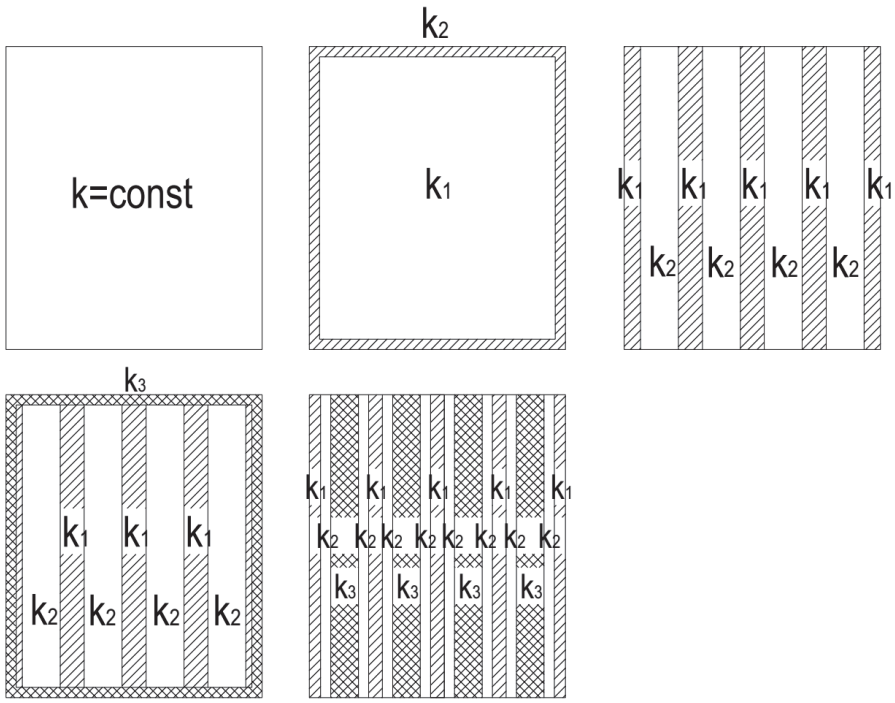


Figure 2: Considered zoning schemes

4. RESULTS AND DISCUSSION

To demonstrate the proposed calibration procedure, one representative design scenario is presented in detail. Figure 3 shows the bending moment distribution in the x-direction obtained from the reference continuum model for a series of floor slabs subjected to static storage rack loading. The bending moments represent average values over a strip width of 2.85 m and correspond to the governing ULS load combination. The presented results were obtained using Ground Model Scenario 1 (M1), corresponding to an excavation depth of H = 0 m, in which the supporting soil was modelled as an elastoplastic continuum.

The equivalent Winkler model was subsequently calibrated using the structural model adopted in the main design, where the analysed panel is supported by vertical springs characterized by a

constant modulus of subgrade reaction. Because a uniform modulus of subgrade reaction cannot simultaneously reproduce the bending moments in both the upper and lower reinforcement zones, the calibration was carried out independently for each zone. This approach enabled the determination of representative spring stiffnesses governing the reinforcement design in the corresponding regions of the slab.

Figure 4 and Figure 5 present the bending moment distribution obtained from the equivalent Winkler model. The modulus of subgrade reaction was determined by an iterative trial-and-error procedure until satisfactory agreement with the reference continuum solution was achieved for the lower reinforcement zone. The final calibrated value adopted for structural design is also indicated in Figure 4 and Figure 5.

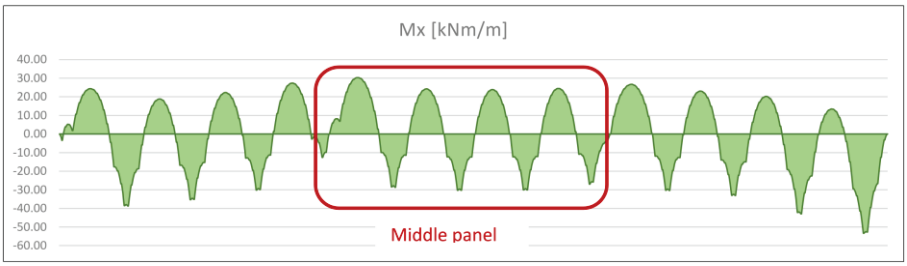


Figure 3: Bending moment diagram for the system of slabs with static racks

The same calibration procedure was subsequently repeated for all analyzed ground models and loading scenarios. Some of the resulting representative values of the modulus of subgrade reaction are given in Figure 6. Their variation clearly demonstrates that the equivalent spring stiffness depends not only on the soil profile but also on excavation depth, stress history and loading configuration. Consequently, the representative modulus of subgrade reaction cannot be regarded as a unique soil parameter, but rather as a calibration parameter of the adopted structural model.

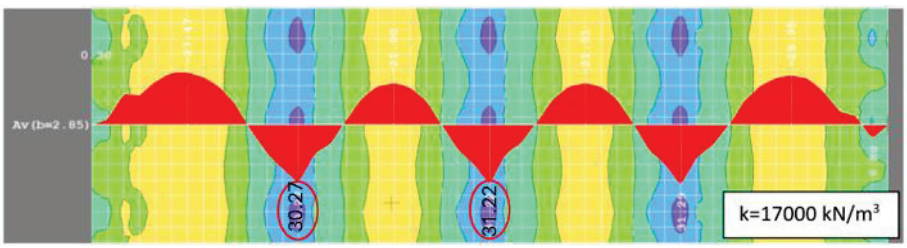


Figure 4: Bending moment diagram – Winkler soil model calibration for the lower zone

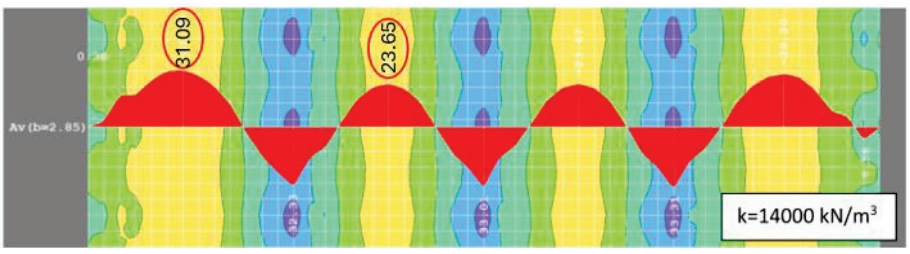


Figure 5: Bending moment diagram – Winkler soil model calibration for the upper zone

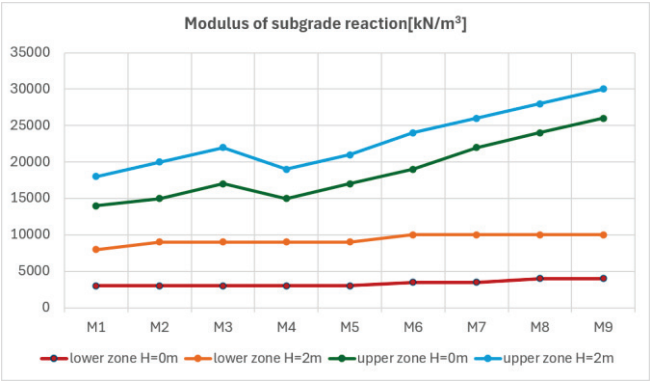


Figure 6: Resulting representative values of modulus of subgrade reaction

5. CONCLUSIONS

A calibration-based methodology for determining the representative modulus of subgrade reaction for the structural analysis of industrial floor slabs has been presented. The proposed procedure treats the modulus of subgrade reaction as an equivalent parameter of the numerical model and determines its representative value by matching the bending moments obtained from a higher-order continuum model.

Based on the performed analyses, the following conclusions can be drawn:

1. The representative modulus of subgrade reaction cannot be regarded as a unique soil property, since its value depends on the adopted structural model, loading configuration and stress conditions within the supporting soil.
2. Calibration based on bending moments provides a more rational basis for structural design of industrial floor slabs than conventional settlement-based procedures, because reinforcement design is governed by internal forces rather than predicted settlements.
3. The calibrated modulus of subgrade reaction is strongly influenced by the stiffness of the engineered bearing layer. Since this layer represents an engineered material, its properties may be controlled during construction and therefore have a direct influence on the equivalent Winkler model.
4. Excavation depth and the corresponding stress history significantly affect the representative modulus of subgrade reaction. Consequently, a single recommended value cannot adequately represent all construction conditions encountered within the same project.
5. Different operational loading scenarios, particularly the interaction between adjacent loaded panels, produce different structural responses and should therefore be considered during the calibration procedure.

REFERENCES

[1] Bowles J. E. Foundation Analysis and Design (5th ed.), McGraw-Hill, 1997.

[2] Das B. M., Sobhan K. Principles of Foundation Engineering (9th ed.), Cengage Learning, 2017.

[3] Tarr R. G., Farny J. A. Concrete Floors on Ground (4th ed.), Portland Cement Association, 2008.

[4] Vesic A. S. Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE)– Paris, France, 1961, 845-850.

E-59
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026016C

Stanko Ćorić[1], Zoran Perović[2]

THE ROLE OF CIVIL ENGINEERS IN BUILDING ENERGY PERFORMANCE CERTIFICATION

Summary: Energy certification of new buildings was introduced in the Republic of Serbia as a mandatory procedure in 2012. In addition to civil engineers, eligibility to take the professional examination and issue Energy Performance Certificates (EPCs) is granted to architects, mechanical engineers, and electrical engineers who have completed at least 300 ECTS credits during their university studies. To date, more than 20,000 Energy Performance Certificates have been issued in the country. This paper analyzes the role and representation of civil engineers in the building energy certification process. Particular attention is given to the current legislative initiative, which is expected to make the certification procedure more complex and increase the scope of work for licensed engineers. Therefore, the paper highlights the importance of preserving the equal role of civil engineers in the energy certification process, particularly in light of the forthcoming legislative amendments.

Keywords: energy certification, energy efficiency, civil engineers

ULOGA GRAĐEVINSKIH INŽENJERA U ENERGETSKOJ SERTIFIKACIJI ZGRADA

Rezime: U Republici Srbiji od 2012. godine je uvedena obavezna energetska sertifikacija za nove zgrade. Pored građevinskih inženjera pravo polaganja stručnog ispita iz ove oblasti imaju i inženjeri arhitekture, mašinstva i elektrotehnike koji su stekli najmanje 300 ESPB tokom studija. Do sada je u Republici Srbiji izdato preko 20000 energetskih pasoša, a u ovom radu se analizira uloga i zastupljenost građevinskih inženjera u ovom postupku. Istovremeno, posebna pažnja je posvećena aktuelnoj inicijativi za izmene zakonske regulative za koju se očekuje da će dodatno usložniti postupak sertifikacije i povećati obim poslova licenciranih inženjera. U tom kontekstu, u radu se ukazuje na značaj očuvanja ravnopravnog učešća svih relevantnih struka u procesu energetske sertifikacije, uz posebno razmatranje uloge građevinskih inženjera u svetlu najavljenih zakonskih izmena.

Ključne reči: energetska sertifikacija, energetska efikasnost, građevinski inženjeri

[1] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia, cstanko@grf.bg.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade, Serbia

1. INTRODUCTION

The building sector represents one of the largest energy consumers in the world. According to the European Commission, buildings account for approximately 40% of total energy consumption and are responsible for around 36% of carbon dioxide (CO_2) emissions in the European Union [1]. Considering the significant potential for reducing energy consumption and emissions in this sector, improving the energy performance of buildings represents one of the key goals of European energy and climate policy. In this context, the energy certification of buildings represents an important instrument for assessing the energy characteristics of buildings, determining their energy class, and defining possible measures for improving energy efficiency.

2. LEGISLATIVE FRAMEWORK FOR ENERGY CERTIFICATION OF BUILDINGS IN THE REPUBLIC OF SERBIA

The field of energy efficiency in the building sector in the Republic of Serbia is regulated by a series of laws and secondary legislation that define the energy performance requirements of buildings, the methods for their calculation, and the procedure for issuing Energy Performance Certificates (EPCs). The concept of improving energy efficiency in buildings was introduced into Serbian construction legislation for the first time through the Law on Planning and Construction [2], which entered into force on 11 September 2009. This law represented an important step towards establishing energy performance requirements as an integral part of the building design and construction process. The Rulebook on the Content, Method, and Procedure for the Preparation and Control of Technical Documentation According to the Class and Purpose of Buildings [3] specifies that the energy efficiency elaborate must be submitted together with the project for the building permit, while the Energy Performance Certificate is issued after the completion of construction, prior to obtaining the occupancy permit.

Following these legislative steps, several rulebooks were adopted to further regulate the requirements for the energy performance of buildings and the procedure for issuing Energy Performance Certificates. The first of these is the Regulation on Energy Efficiency of Buildings [4], which defines detailed requirements regarding the energy performance of buildings, methods for calculating the thermal characteristics of buildings, as well as the energy requirements for both new and existing buildings. This was followed by the Rulebook on the Conditions, Content, and Procedure for Issuing Certificates on the Energy Performance of Buildings [5], which defines the content of the Energy Performance Certificate, the certification procedure, and the method for determining the energy class of a building. Both rulebooks have been applied since 30 September 2012, marking the beginning of mandatory building energy certification in Serbia.

An important part of the regulatory framework is also the Rulebook on Taking the Professional Examination in the Field of Spatial and Urban Planning, Preparation of Technical Documentation, Construction and Energy Efficiency, as well as on Licenses for Responsible Persons and the Register of Licensed Engineers, Architects, and Spatial Planners. This regulation specifies that the right to take the professional examination for a responsible engineer for the energy efficiency of buildings is granted to architects, civil engineers, electrical engineers, and mechanical engineers who have completed higher education at a level equivalent to academic or applied studies with at least 300 ECTS credits, who have at least two years of relevant professional experience, and who have completed training in the field of building energy efficiency. The training programme in this field is organized by the Serbian Chamber of Engineers. This license is issued and revoked by the Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia

3. CURRENT STATE OF ENERGY CERTIFICATION OF BUILDINGS IN THE REPUBLIC OF SERBIA

Building energy certification in the Republic of Serbia is a procedure for assessing the energy performance of a building based on the calculation of the required amount of energy needed for space heating. The result of this procedure is an Energy Performance Certificate (EPC), also known as an energy passport, which assigns the building to an appropriate energy class according to its calculated energy performance. The energy certification procedure is carried out by authorized organizations that meet the legally prescribed requirements. These organizations are required to employ licensed engineers responsible for building energy efficiency.

All information related to issued Energy Performance Certificates, authorized organizations, and licensed engineers is recorded in the Central Register of Energy Performance Certificates (CREP), which represents a unified database of completed energy certification procedures carried out in the Republic of Serbia [6]. In addition to maintaining records of issued certificates, the register provides insight into the number of licensed engineers and authorized organizations involved in energy certification activities.

According to the Central Register of Energy Performance Certificates (CREP), more than 2,220 licensed engineers authorized to prepare Energy Efficiency Studies and issue Energy Performance Certificates (EPCs) are currently registered in the Republic of Serbia. Based on data available from the ICS (Engineering Chamber of Serbia) database, the share of engineers from different professions in the total number of licensed energy efficiency engineers was determined as of June 2026, and is presented in Figure 1.

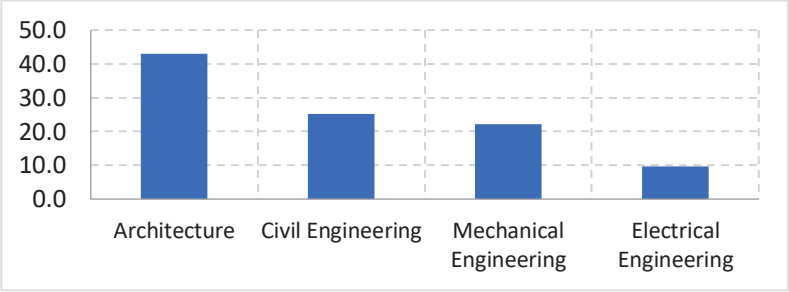


Figure 1: Share of Licensed Energy Efficiency Engineers by Discipline (%)

Civil engineers account for approximately one quarter of all licensed energy efficiency engineers, representing a significant professional group within the register. The overall distribution confirms the multidisciplinary nature of energy efficiency certification, while their considerable share reflects the important contribution of this profession to the assessment of building energy performance

As expected, the level of activity in this field has been increasing over the years. The following Figure present data on the number of issued energy performance certificates for the period since 2016, as the Central Register of Energy Performance Certificates (CREP) was established in that year.

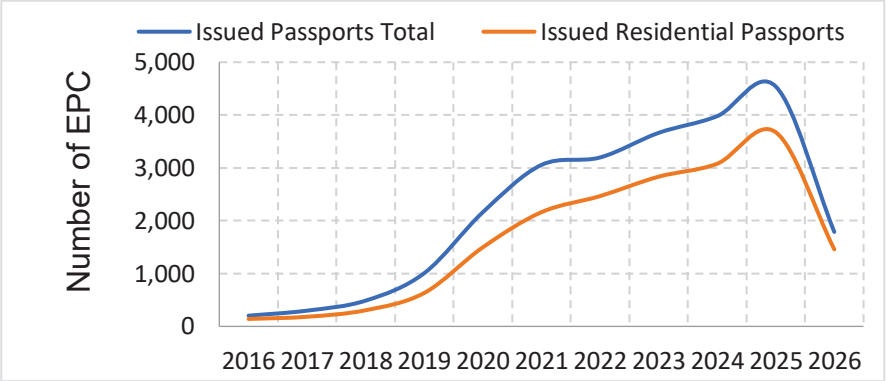


Figure 2: Issued Energy Performance Certificates by Year

It is evident that the number of issued energy performance certificates has been steadily increasing over the years. In 2025, a total of 4,541 certificates were issued, of which 3,675 were for residential buildings. It should be noted that the data presented in the figure refer only to the first five months of 2026.

An analysis of the CREP database further indicates that the majority of Energy Performance Certificates (EPCs) have been issued for residential buildings. The distribution of issued EPCs by building category is presented in Table 1, while the classification of residential buildings according to their energy performance classes is shown in Table 2.

Table 1: The distribution of issued EPCs by building category

Regulation category	Count
Single-family residential buildings	10266
Multi-family residential buildings	8170
Administrative and office buildings	1677
Buildings intended for trade and service activities	1526
Buildings for other purposes that use energy	857
Buildings intended for education and culture	836
Buildings intended for tourism and hospitality	525
Buildings intended for healthcare and social protection	390
Buildings intended for sports and recreation	144

Table 2: Classification of residential buildings according to their energy performance classes

Residential building type	Building status	A+	A	B	C	D	E	F	G
Multi-family residential buildings	New building	3	8	1233	6250	0	0	0	0
Multi-family residential buildings	Existing building	2	2	21	272	105	77	101	96
Single-family residential buildings	New building	1	2	144	8422	0	0	0	0
Single-family residential buildings	Existing building	5	0	21	673	293	165	175	364

Data from the Central Register of Energy Performance Certificates (CREP) provide an overview of the number of certified buildings according to their construction period (Figure 3). It is evident that only a small proportion of buildings constructed before 2012, which are classified by the Rulebook as existing buildings, have undergone energy certification. This

suggests that a substantial share of Serbia's existing building stock remains outside the energy certification process.

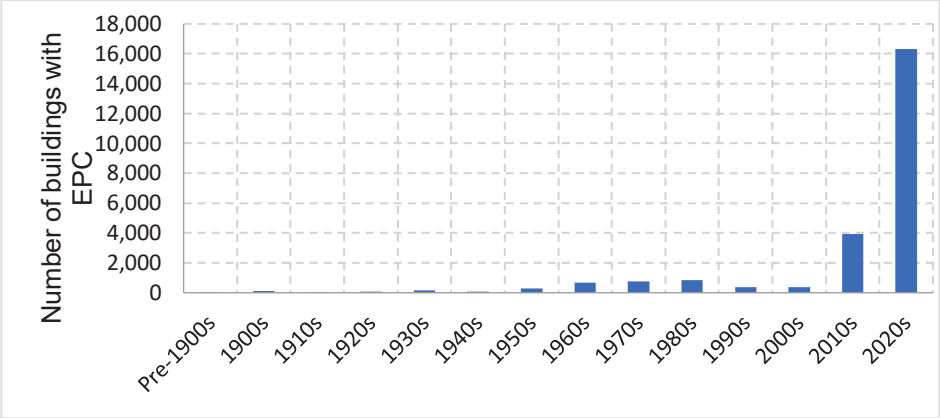


Figure 3: Buildings by Construction Decade

The presented data indicate that the field of building energy performance certification has significant potential for further development in Serbia. The growing number of licensed engineers and issued energy performance certificates, together with the large stock of uncertified existing buildings, points to continued growth in certification activities in the coming years.

4. PROPOSED AMENDMENTS TO EXISTING AND DEVELOPMENT OF NEW REGULATIONS FOR BUILDING ENERGY EFFICIENCY

During the implementation of the current regulations, certain shortcomings have been identified. This paper focuses on one of the key issues related to the issuance of energy performance certificates. At present, the certification process is relatively simplified and, in practice, does not require a comprehensive verification of the actual condition of the completed building.

To address these shortcomings, an initiative has been launched to amend the existing regulatory framework and develop new regulations in the field of building energy efficiency. As part of this initiative, a draft Rulebook on the Procedure for Conducting Energy Audits for the Certification of the Energy Performance of Buildings was prepared with the support of the PLAC III Project under Negotiation Chapter 15 (Energy). The draft Rulebook applies to new buildings, existing buildings undergoing reconstruction, refurbishment, or energy renovation, as well as existing buildings for which energy performance certification is mandatory. In addition, it includes a set of annexes defining all phases of the energy audit process for building energy performance certification. These annexes cover the methodology for conducting energy audits, the preparation of pre-audit questionnaires and questionnaire templates, the identification of energy-saving measures, and the preparation of the final energy audit report. It should be emphasized that the proposed amendments introduce the obligation to obtain Energy Performance Certificates not only for new buildings but also for existing buildings undergoing reconstruction, adaptation, refurbishment, or energy renovation, as well as for existing buildings intended for sale or rental, except for those exempt from mandatory energy certification under this Rulebook.

Within the scope of this paper, only the proposed amendments to the regulatory framework related to energy audits conducted for building energy performance certification will be discussed. Previous experience has shown that the energy certification process has often been

primarily a formal procedure, as a comprehensive energy audit was not considered mandatory. Therefore, the introduction of mandatory energy audits aims to achieve several important objectives. The first objective is to determine the actual energy performance characteristics of a building and assess its compliance with the prescribed requirements. Furthermore, the energy audit should enable the identification of measures for improving energy efficiency in existing buildings, as well as provide recommendations for building operation in relation to meeting the basic requirements for energy management and heat preservation in new buildings. Finally, the energy audit report should be prepared as a basis for issuing the energy performance certificate.

Different procedures are proposed for conducting energy audits of buildings with simple technical systems and buildings with complex technical systems. This classification is based on the gross floor area of the assessed building and the complexity of mechanical systems for heating, cooling, ventilation, and domestic hot water production. In general, the proposal defines buildings with complex technical systems as residential and non-residential buildings with a gross floor area equal to or greater than 600 m². It is proposed that energy audits of buildings with simple technical systems may be carried out by an authorized entrepreneur, company, or other legal entity employing (or engaging) at least two responsible engineers for building energy efficiency from the following professional fields: architecture or civil engineering, and mechanical or electrical engineering. For buildings with complex technical systems, it is proposed that the energy audit should be carried out by three engineers holding License No. 381, representing different professional disciplines.

It is also proposed to introduce an independent verification of energy performance certificates and building energy audit reports.

5. CONCLUSION

Based on the analysis presented in this paper, it is evident that building energy performance certification is a multidisciplinary field involving engineers from several professional disciplines. In the Republic of Serbia, licenses for responsible engineers in building energy efficiency can be obtained by engineers from the fields of civil engineering, architecture, mechanical engineering, and electrical engineering.

Successful implementation of energy certification requires close cooperation between all these disciplines, as each profession contributes specific knowledge and expertise necessary for a comprehensive assessment of building energy performance. At the same time, it is important that all relevant professional fields are adequately represented in regulatory bodies, expert committees, and educational activities related to this field.

The data presented in this paper indicate that civil engineers represent a significant share among licensed energy efficiency engineers. However, their representation in certain professional structures related to energy efficiency certification does not currently fully reflect their share among licensed professionals. Civil engineers are not proportionally represented among lecturers involved in training programs organized by the Serbian Chamber of Engineers. Furthermore, none of the members of the Committee responsible for professional examinations and the issuance of licenses in this field is a civil engineer, while engineers from the other three disciplines (architecture, mechanical engineering, and electrical engineering) are represented on the Committee.

It should also be emphasized that, following the adoption of the new legislative framework, the scope of activities in this field is expected to increase significantly. Therefore, it is essential that all relevant professional disciplines, including civil engineering, remain actively involved in the further development of this process and that their expertise is adequately reflected in future regulatory, educational, and professional activities.

REFERENCES

[1] European Commission. (2020). *In focus: Energy efficiency in buildings*. European Commission. Available at: https://commission.europa.eu/news-and-media/news/focus-energy-efficiency-buildings-2020-02-17_e

[2] Republic of Serbia. (2009). Law on Planning and Construction. Official Gazette of the Republic of Serbia, No. 72/2009, with subsequent amendments.

[3] Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia. (2023). Rulebook on the Content, Method and Procedure for Preparation and Control of Technical Documentation According to the Class and Purpose of Buildings. Official Gazette of the Republic of Serbia, No. 96/2023.

[4] Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia. (2011). Regulation on Energy Efficiency of Buildings. Official Gazette of the Republic of Serbia, No. 61/2011.

[5] Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia. (2012). Rulebook on the Conditions, Content and Procedure for Issuing Certificates on the Energy Performance of Buildings. Official Gazette of the Republic of Serbia, No. 69/2012 (with amendments).

[6] Ministry of Construction, Transport and Infrastructure of the Republic of Serbia. (n.d.). Central Register of Energy Performance Certificates (CREP). Republic of Serbia. Available at: https://www.crep.gov.rs/

E-60
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026050DJ

Aleksandar Đorđević[1], Nenad Stojković[2], Biljana Matejević-Nikolić[2], Nikola Velimirović[2], Jelena Dimitrijević[2], Lazar Živković[2]

THE ROLE OF FINANCING AVAILABILITY AND TIMING IN CONSTRUCTION PROJECT PERFORMANCE

Summary: The construction sector plays an important role in economic development but is highly sensitive to financial constraints during project implementation. While existing studies mainly focus on the sources of financing, less attention has been paid to the availability and timing of financial flows throughout the project lifecycle. Delays in financial disbursements and irregular payment schedules can disrupt construction activities, affect contractor liquidity, and lead to project delays and cost overruns. This paper provides a review of theoretical and empirical studies examining the connection between financing availability, payment timing, and construction project performance. By synthesizing insights from construction management, project finance, and public investment literature, the study highlights key mechanisms through which financing inefficiencies influence project delivery and identifies major gaps for future research.

Keywords: project financing, financing availability, financing timing, project performance, cash flow management, construction projects

ULOGA DOSTUPNOSTI I PRAVOVREMENOG FINANSIRANJA U USPEŠNOSTI REALIZACIJE GRAĐEVINSKIH PROJEKATA

Rezime: Građevinski sektor ima značajnu ulogu u ekonomskom razvoju, ali je istovremeno veoma osetljiv na finansijska ograničenja tokom realizacije projekata. Dok se postojeća istraživanja pretežno fokusiraju na izvore finansiranja, znatno manje pažnje posvećeno je dostupnosti finansijskih sredstava i vremenskom usklađivanju novčanih tokova tokom životnog ciklusa projekta. Kašnjenja u isplati finansijskih sredstava i neredovna dinamika plaćanja mogu dovesti do poremećaja u izvođenju građevinskih radova, ugroziti likvidnost izvođača i prouzrokovati kašnjenja u realizaciji projekata, kao i povećanje troškova. U radu je dat pregled teorijskih i empirijskih istraživanja koja razmatraju povezanost između dostupnosti finansiranja, dinamike finansijskih tokova i uspešnosti realizacije građevinskih projekata. Sintetizovanjem saznanja iz oblasti upravljanja građevinskim projektima, projektnog finansiranja i javnih investicija, identifikovani su ključni mehanizmi putem kojih neefikasnosti u finansiranju utiču na realizaciju projekata, kao i najznačajnije istraživačke praznine koje predstavljaju osnov za buduća istraživanja

Ključne reči: finansiranje projekata, dostupnost finansiranja, pravovremenost finansiranja, uspešnost projekta, upravljanje novčanim tokovima, građevinski projekti

[1] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš, aleksandar.djordjevic@gaf.ni.ac.rs
[2] Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš

1. INTRODUCTION

The construction industry plays a critical role in economic development, infrastructure expansion, and employment generation worldwide. Due to the capital-intensive nature of construction projects, effective financial management represents one of the key determinants of project success. Among the various financial factors influencing project performance, the availability of financing and the timing of payments have been repeatedly identified as crucial elements affecting project delivery, cost efficiency, productivity, and stakeholder relationships.

Unlike many other industries, construction projects involve complex contractual arrangements and extended project durations, requiring continuous cash flow throughout the execution phase. Contractors and subcontractors typically rely on periodic progress payments to finance labour costs, material procurement, equipment utilization, and other operational expenses. Consequently, disruptions in payment flows can significantly affect project performance and create adverse consequences across the entire project delivery chain.

Previous studies have shown that payment delays remain one of the most common challenges within the construction industry. Delayed payments may originate from financial difficulties of project owners, administrative inefficiencies, lengthy certification procedures, disputes regarding completed work, or deficiencies in contract management. Such delays frequently result in cash-flow shortages, reduced productivity, work interruptions, disputes among project participants, cost overruns, and schedule delays. In severe cases, prolonged payment delays may contribute to contractor insolvency and project abandonment.

Research has further demonstrated that the effects of delayed payments extend beyond individual project participants. Since construction projects operate through interconnected payment chains involving owners, contractors, subcontractors, suppliers, and service providers, financial disturbances at one level often propagate throughout the entire project network. As a result, the timing of payments becomes not only a financial issue but also a critical project management concern directly influencing project outcomes.

In addition to the availability of financial resources, the efficiency of payment processes plays an important role in determining whether funds reach project participants in a timely manner. The construction payment process typically includes multiple stages such as work valuation, certification, approval, invoicing, and payment execution. Delays occurring within any of these stages may significantly affect overall project performance even when adequate funding is available. Therefore, understanding payment-related challenges requires analysis of both financing capacity and payment process efficiency.

Recent technological developments have introduced new opportunities for improving construction payment systems. Digital project management platforms, Building Information Modelling (BIM), blockchain technology, and smart contracts offer the potential to increase transparency, automate payment procedures, reduce administrative burdens, and minimize payment disputes. These innovations may contribute to more reliable payment mechanisms and improved project performance in increasingly complex construction environments.

The aim of this paper is to examine the relationship between financing availability, payment timing, and construction project performance through a review of existing literature and contemporary industry practices. Particular attention is given to the causes and consequences of payment delays, the role of payment process efficiency, and emerging digital solutions that may enhance financial management in construction projects. The findings provide insights into how effective payment management can contribute to improved project delivery, reduced risks, and stronger collaboration among project stakeholders.

This paper is based on a narrative literature review and conceptual synthesis. The selected literature was analysed according to its relevance to financing availability, payment timing, contractor cash flow, payment delays and construction project performance. International peer-reviewed journal articles were used as the primary source of theoretical and empirical findings,

while domestic doctoral dissertations and professional studies were included to contextualize the Serbian and regional construction environment. The paper does not aim to provide a systematic bibliometric review, but rather to integrate fragmented findings from construction management, project finance and payment process literature into a coherent conceptual framework for future empirical research. Unlike previous review papers that typically examine financing sources or payment delays separately, this study integrates financing availability, payment timing, payment process efficiency, and construction project performance within a single conceptual framework.

2. LITERATURE REVIEW

2.1. FINANCING AVAILABILITY AND CASH FLOW IN CONSTRUCTION PROJECTS

Construction projects are highly dependent on the continuous availability of financial resources throughout the project lifecycle. Due to their capital-intensive nature, long duration, and involvement of multiple participants, construction projects require stable cash inflows in order to support labour costs, material procurement, equipment use, subcontractor payments, and other operational expenses. In this context, cash flow does not represent only an accounting category, but one of the key preconditions for maintaining construction continuity and achieving planned project performance [1].

Previous studies have shown that cash flow problems in construction projects are commonly associated with delayed payments, difficulties in obtaining financial support, inadequate budgetary control, and poor financial planning. Omopariola et al. found that positive cash flow contributes to adequate project planning and execution, while negative cash flow can lead to delayed completion, reduced profit margins and, in more severe cases, project abandonment [1]. Similarly, Abdul-Rahman et al. classified the main financial-related causes of project delays into four groups: late payment, poor cash flow management, insufficient financial resources, and financial market instability [2].

The availability of financing is therefore closely linked to the contractor's ability to maintain operational stability during project execution. When contractors do not have sufficient internal funds or access to external financing, even temporary payment interruptions may create serious liquidity pressure. This is particularly relevant in projects where contractors are expected to pre-finance materials, labour and equipment before receiving interim payments. Recent research by Qasem further confirms the importance of financing schemes and cash availability, showing that project financing schemes represent one of the most influential factors affecting contractors' cash flow in the context of change orders and financial risk management [3].

2.2. PAYMENT TIMING AND PAYMENT DELAYS

In addition to the availability of financing, the timing of financial flows has a significant influence on construction project performance. Even when the total amount of financing is sufficient, delays in payment approval or disbursement may disrupt the sequence of construction activities. This makes payment timing a critical operational issue, especially in projects that rely on periodic progress payments and tightly coordinated work schedules [4].

Construction payments are usually organized through a hierarchical payment chain. Funds flow from the client or project owner to the main contractor, and then from the main contractor to subcontractors, suppliers and service providers. Xie et al. emphasize that payment delays at one level of the payment chain can be transmitted to other levels, creating cumulative effects on project progress and stakeholder performance [4]. This is particularly important because subcontractors and suppliers often have weaker financial capacity than main contractors and are therefore more vulnerable to delayed payments. The transmission mechanism of payment delays can be observed through the structure of the construction payment chain. In most construction

projects, payments move from the owner or client to the main contractor, and subsequently from the main contractor to subcontractors, suppliers and workers. Therefore, a delay at one level of the chain may generate liquidity pressure at the next level and gradually transform a financial disruption into an operational problem. This mechanism is conceptually presented in Figure 1.

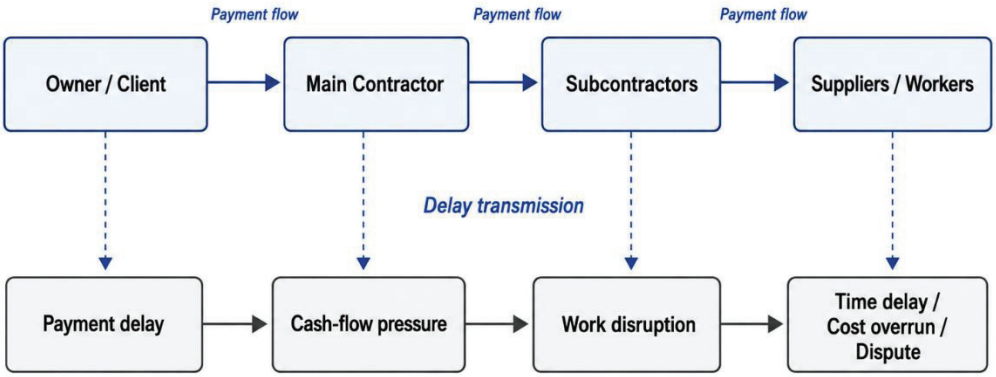


Figure 1: Payment chain and transmission of payment delays in construction projects (source: Authors' elaboration based on Xie et al. (2019) and authors' conceptualization)

As shown in Figure 1, payment delays do not remain isolated financial events. Once delayed payments create cash-flow pressure, contractors and subcontractors may face difficulties in financing labour, materials, equipment and ongoing site activities. These liquidity constraints may then lead to work disruption, lower productivity, project delays, cost overruns and disputes among project participants. This confirms that payment timing should be treated not only as a financial management issue, but also as an important determinant of construction project performance [4–6].

The causes of payment delays are diverse. They may arise from insufficient funds on the client side, disputes over the value of completed works, disagreements regarding variation orders, intentional withholding of payments, or lengthy administrative procedures. Wu et al. note that construction payment requests often require verification and approval by multiple parties before a disbursement certificate can be issued, which increases the probability of procedural delays [5]. This supports the view that payment delays are not always the result of a lack of money, but may also result from inefficient payment administration and weak coordination among project participants.

Payment process inefficiencies are therefore an important part of the problem. The payment process normally includes submission of payment applications, measurement and valuation of completed works, certification, approval, invoicing and final disbursement. Delays in any of these stages can postpone the inflow of funds and create uncertainty for contractors. Ekweani argues that payment process modelling can help reduce delayed payments by clarifying responsibilities and improving the structure of payment procedures [6]. This is especially relevant for construction projects where financial flows depend not only on contractual obligations, but also on the accuracy, speed and transparency of administrative procedures.

2.3. IMPLICATIONS FOR CONSTRUCTION PROJECT PERFORMANCE

The performance of construction projects is commonly evaluated through time, cost and quality indicators. Financing problems can affect all three dimensions. Delayed payments and irregular cash flows may slow down construction activities, reduce productivity, increase overhead costs, and generate disputes between project participants. In this sense, financing availability and payment timing are directly connected to project delays and cost overruns [1,2].

Cost and time control remain major challenges in construction project management. Olawale and Sun found that, despite the availability of project control techniques and software, many construction projects still fail to meet their cost and time objectives [7]. Their findings show that factors such as design changes, risks and uncertainties, inaccurate evaluation of project duration, complexity of works, non-performance of subcontractors, and financing and payment for completed works may inhibit effective project control [7]. This confirms that financial factors should not be observed separately from broader project management issues.

Change orders further complicate the relationship between financing and project performance. They may alter the scope, timing and cost structure of a project, thereby increasing financial pressure on contractors. Qasem's study highlights that the timing and value of change orders, as well as owner payments and cash availability, have an important impact on contractors' cash flow [3]. This is relevant because change orders often require additional work before the financial consequences are fully approved and compensated, which may worsen the contractor's liquidity position during project execution.

The consequences of financing disruptions are particularly severe for subcontractors and smaller firms. Since they usually operate with limited financial reserves, payment delays from the main contractor may reduce their ability to pay workers, procure materials, and continue activities according to schedule. As a result, financial disruptions can quickly become operational disruptions, creating a chain reaction that affects the entire project delivery system [4,5].

2.4. DOMESTIC AND REGIONAL CONTEXT

In the Serbian and regional context, research on construction project performance has mostly focused on broader causes of project failure, delays, budget overruns and claims. Čulić examined the causes of delays and budget problems in construction projects in Serbia, Montenegro and Bosnia and Herzegovina, emphasizing that project failures are influenced by the complex interaction of contractors, investors, designers and supervisory bodies [8]. However, the specific relationship between payment timing, contractor liquidity and project performance remains less developed in domestic literature.

Stojadinović also points to the importance of integrated project management in domestic construction practice, especially through better information flows between design and construction phases, early detection of problems, and improved planning of project budget, duration and financial flows [9]. This is important for the present study because it suggests that financial planning should be integrated with technical and organizational project planning, rather than treated as a separate administrative activity.

Domestic studies on urban development financing further show that infrastructure and construction-related development in Serbia depends on a combination of financing instruments, including local revenues, transfers, borrowing, public-private partnerships, donor programmes and other sources [10]. The Study of urban development financing of the City of Čačak prepared by the Institute of Economic Sciences, explicitly structures urban development financing through own and assigned revenues, earmarked and non-earmarked revenues, borrowing, public-private partnerships and donor programmes. However, these studies mainly address sources and instruments of financing, while the operational issue of whether funds arrive on time during project implementation remains insufficiently explored.

2.5. RESEARCH GAP

The reviewed literature confirms that financing availability, payment timing and cash flow management are important determinants of construction project performance. Existing studies provide valuable insights into cash flow problems, delayed payments, payment chains, change orders and cost/time control in construction projects [1–7]. However, much of the literature

examines these issues separately: some studies focus on sources of financing, others on cash flow, while another group addresses delays, cost overruns or payment disputes.

A clear research gap can therefore be identified. There is still a need for an integrated review that connects financing availability, payment timing, payment process efficiency and construction project performance within a single analytical framework. This gap is particularly relevant for countries such as Serbia and other transition economies, where domestic research has recognized delays and budget overruns as important project problems, but has paid limited attention to the timing of financial flows as a specific mechanism influencing project delivery [8–10]. Therefore, this paper aims to contribute by synthesizing insights from construction management, project finance and payment process literature in order to explain how financing inefficiencies affect construction project performance.

3. CONCEPTUAL FRAMEWORK: LINKING FINANCING AVAILABILITY, PAYMENT TIMING AND PROJECT PERFORMANCE

The reviewed literature indicates that financing availability and payment timing influence construction project performance through several interconnected mechanisms. These mechanisms are not limited to the formal existence of financial resources, but also include the ability of project participants to access funds when they are operationally needed. Therefore, the financial dimension of construction project performance should be analyzed through both the quantity and timing of available funds [1–4].

The first mechanism refers to the relationship between financing availability and contractor liquidity. Construction contractors usually incur significant expenses before receiving payment for completed works. These expenses include labour costs, procurement of materials, equipment engagement, subcontractor payments and site overheads. When financing is unavailable or insufficient, contractors may be forced to slow down activities, postpone procurement, delay payments to subcontractors or rely on short-term borrowing. In such circumstances, financial constraints directly affect the contractor's ability to maintain the planned pace of construction works [1–3].

The second mechanism is related to payment timing. Even when project financing is formally secured, delays in certification, approval or disbursement can create temporary liquidity shortages. This is particularly important in projects based on interim payments, where contractors expect regular inflows according to completed work. If payments do not arrive within the expected timeframe, the contractor's cash-flow planning becomes unreliable. As a result, payment timing becomes an operational risk factor, not merely a financial-administrative issue [4–6].

The third mechanism concerns the transmission of financial disruptions through the construction payment chain. A delay in payment from the owner to the main contractor may lead to delayed payments from the main contractor to subcontractors and suppliers. Since subcontractors and smaller firms often have limited financial reserves, they are usually more exposed to liquidity shocks. Consequently, one delayed payment can produce a chain reaction, affecting labour availability, material supply, productivity and the continuity of site operations [4,5].

The fourth mechanism connects financial disruptions with traditional project performance indicators. Cash-flow pressure may lead to work interruptions, lower productivity, slower material procurement, disputes, claims and increased overhead costs. These effects are reflected in the most common project performance problems: time delays, cost overruns and reduced quality of project delivery [1,2,7]. Therefore, financing inefficiencies should be understood as one of the underlying drivers of broader project management problems.

Change orders can further intensify these mechanisms. When changes occur during project execution, they may require additional work, additional materials or changes in construction

sequencing before the financial consequences are fully approved and paid. If compensation for change orders is delayed, contractors may experience additional pressure on cash flow. This is especially problematic when change orders occur at later stages of the project, when flexibility is lower and the financial consequences are more difficult to absorb [3].

Based on these mechanisms, this paper proposes that construction project performance is influenced not only by the source of financing, but also by the interaction between financing availability, payment timing and payment process efficiency. A project may have an appropriate financing source, but still experience performance problems if payment procedures are slow, unclear or administratively inefficient. For this reason, financial management in construction should not be limited to securing funds at the beginning of the project, but should also include continuous monitoring of payment flows during implementation.

In this framework, public-private partnerships may be observed as one possible institutional and financial arrangement that can contribute to more structured allocation of financial responsibilities, risk sharing and payment obligations. However, PPP arrangements do not automatically eliminate financing and payment risks. Their effectiveness depends on contract design, institutional capacity, performance-based payment mechanisms and the ability of public and private partners to fulfil their obligations throughout the project lifecycle [9,10].

Finally, digital solutions such as blockchain-based smart contracts and digital payment platforms may offer opportunities to improve payment transparency and reduce procedural delays. By linking payment execution to verified project milestones, such technologies could reduce uncertainty, shorten approval procedures and improve trust among project participants [5]. However, their implementation requires adequate legal, institutional and technical readiness, which means that digital payment systems should be viewed as a promising direction rather than an immediate universal solution.

This conceptual framework provides the basis for the following discussion of practical implications and future research directions. It suggests that improving construction project performance requires a broader understanding of financial management, one that integrates financing availability, timely payments, efficient payment procedures and transparent coordination among project stakeholders.

Based on the reviewed literature, financing-related disruptions may be understood through several interconnected mechanisms: insufficient financing availability, delayed payment timing, payment chain effects, payment process inefficiency and change orders. These mechanisms show that project performance is affected not only by the formal source of financing, but also by the ability of funds to reach project participants in a timely and predictable manner. Therefore, improving construction project performance requires the integration of financing decisions, cash-flow planning, payment monitoring and operational project control.

4. DISCUSSION AND PRACTICAL IMPLICATIONS

The previous sections indicate that financing availability and payment timing should be treated as integral components of construction project management. Although project financing is often discussed primarily in terms of financing sources, the reviewed literature suggests that the operational availability of funds during project execution is equally important. A project may have an approved budget or formally secured financing, but still face performance problems if payments are delayed, administratively blocked or poorly synchronized with the actual progress of works.

From a practical perspective, this means that financial planning should not end once the project budget has been approved. Instead, it should continue throughout the implementation phase through the monitoring of expected inflows and outflows, payment certificates, subcontractor obligations, procurement schedules and potential liquidity gaps. Contractors and project managers should therefore integrate cash-flow planning with time scheduling and cost

control systems. Such integration can improve early detection of financial stress and reduce the probability that a temporary payment disruption becomes a broader project delay.

A particularly important implication concerns the payment process itself. Payment delays are not always caused by the lack of available funds. They may also result from slow administrative procedures, unclear responsibilities, disputes regarding completed works, delayed certification or inefficient communication among project participants. For this reason, improving the payment process may represent one of the most direct ways to reduce financing-related risks in construction projects. Clearer payment procedures, shorter approval chains, transparent documentation and standardized certification practices may help reduce uncertainty and improve trust among stakeholders.

The findings also suggest that subcontractors and suppliers require special attention in payment management. Since they often operate with limited financial reserves, delayed payments may quickly affect their ability to procure materials, pay workers and continue works according to schedule. Therefore, payment delays should not be viewed only as a bilateral problem between the owner and the main contractor. In complex construction projects, delayed payments may spread through the entire project supply chain and generate cumulative effects on project performance.

Another practical implication relates to change orders. Changes during project implementation are common, but their financial consequences are not always approved and paid in a timely manner. When additional works are performed before compensation is formally resolved, contractors may experience additional liquidity pressure. This confirms the need for more efficient procedures for evaluating, approving and financing change orders. The timing of change orders is also important, since late-stage changes usually create stronger financial and operational disruptions than changes introduced during earlier phases of the project.

Public-private partnerships may provide one possible institutional framework for improving the allocation of financial responsibilities and risks. By defining payment mechanisms, performance obligations and risk-sharing arrangements in advance, PPP models can contribute to more predictable project financing. However, PPP should not be interpreted as an automatic solution to payment and financing problems. Its effectiveness depends on contract design, institutional capacity, realistic risk allocation and the ability of both public and private partners to fulfil their obligations over the project lifecycle.

Finally, digital technologies may play an increasingly important role in improving payment reliability. Blockchain-based smart contracts, digital payment platforms and integrated project management systems can potentially reduce administrative delays by linking payment execution to verified project milestones. Such solutions may improve transparency, reduce disputes and strengthen accountability among project participants. However, their application requires legal clarity, technical readiness and acceptance by stakeholders. Therefore, digital payment solutions should be considered as a promising future direction rather than a universal short-term remedy.

Overall, the discussion confirms that the relationship between financing and construction project performance is multidimensional. It includes not only the source and amount of financing, but also liquidity, timing, administrative efficiency, contractual arrangements, payment chains and technological support. Improving project performance therefore requires a broader financial management approach that connects financing decisions with operational project control.

5. CONCLUSION

Construction project performance is commonly evaluated through time, cost and quality outcomes, but the findings of this paper indicate that these outcomes are strongly influenced by the financial conditions under which projects are implemented. The review has shown that

financing availability and payment timing are not merely supporting financial issues, but important determinants of project continuity, contractor liquidity and overall project delivery.

The paper emphasizes that construction financing should not be observed only through the source or total amount of funds. Even when financing is formally secured, delayed payments, slow certification procedures, unclear approval responsibilities and inefficient payment administration may create liquidity pressure during project execution. Such pressure can affect procurement, labour engagement, subcontractor payments and site productivity, ultimately contributing to project delays, cost overruns and disputes among project participants [1–6].

A key conclusion is that the timing of financial flows is as important as their availability. Payment delays can be transmitted through the construction payment chain, from owners to main contractors and further to subcontractors, suppliers and workers. As a result, a delay at one level of the project structure may generate wider operational consequences. This confirms the need to integrate cash-flow planning, payment monitoring and project control systems throughout the entire project lifecycle.

The paper also highlights the importance of payment process efficiency. Financial disruptions may arise not only from insufficient funds, but also from administrative complexity, delayed valuation, certification and approval procedures. Therefore, improving construction project performance requires clearer payment procedures, better coordination among stakeholders, more transparent documentation and stronger contractual mechanisms for managing payment obligations.

In addition, the review points to the relevance of institutional and technological solutions. Public-private partnerships may contribute to more structured allocation of financial responsibilities and risks, while digital tools, including blockchain-based smart contracts and digital payment platforms, may improve transparency and reduce procedural delays. However, both institutional and technological solutions depend on adequate contractual design, legal clarity, technical readiness and stakeholder capacity.

Finally, the paper identifies an important research gap, particularly in the Serbian and regional context. Existing domestic research has addressed construction delays, budget overruns, project risks and broader financing instruments, but the specific relationship between financing availability, payment timing, contractor cash flow and construction project performance remains insufficiently explored. Future research should therefore focus on empirical investigation of these relationships, using surveys, case studies or firm-level project data. Such research could contribute to better understanding of how financial inefficiencies affect project delivery and how payment systems can be improved in practice.

Overall, the paper concludes that successful construction project management requires a broader financial management perspective. Securing funds at the beginning of a project is not sufficient. Funds must also be available at the right time, through efficient and transparent payment mechanisms. In this sense, financing availability and timing represent essential elements of construction project performance and should be treated as an integral part of project planning, implementation and control.

ACKNOWLEDGEMENTS

Sustainable Development Goals: SDG 9 – Industry, Innovation and Infrastructure; SDG 11 – Sustainable Cities and Communities. This research was supported by the Ministry of Science, Technological Development and Innovation of the Republic of Serbia, under the Agreement on Financing the Scientific Research Work of Teaching Staff at the Faculty of Civil Engineering and Architecture, University of Niš (Registration No. 451-03-34/2026-03/200095, dated 05 February 2026).

REFERENCES

[1] E. D. Omopariola, A. Windapo, D. J. Edwards and W. D. Thwala, "Contractors' perceptions of the effects of cash flow on construction projects," *Journal of Engineering, Design and Technology*, vol. 18, no. 2, pp. 308–325, 2020, doi: 10.1108/JEDT-04-2019-0099.

[2] H. Abdul-Rahman, R. Takim and W. S. Min, "Financial-related causes contributing to project delays," *Journal of Retail & Leisure Property*, vol. 8, no. 3, pp. 225–238, 2009, doi: 10.1057/rlp.2009.11.

[3] A. M. J. Qasem, "A systematic multi-criteria quantitative model for evaluating the change order impact on contractors' cash flow," *Buildings*, vol. 15, no. 8, article 1246, 2025, doi: 10.3390/buildings15081246.

[4] H. Xie, J. Zheng, Y. Zhang and H. Li, "Effects of payment delays at two links in payment chains on the progress of construction projects: System dynamic modeling and simulation," *Sustainability*, vol. 11, no. 15, article 4115, 2019, doi: 10.3390/su11154115.

[5] L. Wu, W. Lu and J. Xu, "Blockchain-based smart contract for smart payment in construction: A focus on the payment freezing and disbursement cycle," *Frontiers of Engineering Management*, 2021, doi: 10.1007/s42524-021-0184-y.

[6] C. P. Ekweani, "Payment process modelling: A panacea for delayed payment of construction projects," *International Journal of Novel Research and Development*, vol. 7, no. 8, pp. 525–532, 2022.

[7] Y. A. Olawale and M. Sun, "Cost and time control of construction projects: Inhibiting factors and mitigating measures in practice," *Construction Management and Economics*, vol. 28, no. 5, pp. 509–526, 2010. doi: 10.1080/01446191003674519

[8] N. Čulić, *Kvalitativna i kvantitativna analiza uzroka neuspeha građevinskih projekata*, doktorska disertacija, Univerzitet Union Nikola Tesla, Fakultet za graditeljski menadžment, Beograd, 2018.

[9] Z. Stojadinović, *Sistem upravljanja projektima izgradnje stambeno-poslovnih objekata na bazi integracije procesa projektovanja i građenja*, doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd, 2007.

[10] I. Ljumović, A. Hanić, S. Stevanović, N. Jolović and J. Damjanović, *Studija finansiranja urbanog razvoja*, Studije za potrebe GUP-a Čačka, Institut ekonomskih nauka, Beograd, 2023.

E-61
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026094O

Mihailo Ostojić[1], Miloš Knežević[2,3]

AI-BASED FINANCIAL RISK AND COST PREDICTION FRAMEWORK FOR CONSTRUCTION EXPERIMENTS: A CASE STUDY OF STEEL HALL ASSEMBLY

Summary: This study proposes an artificial intelligence-based framework for financial risk assessment and cost prediction in construction experiments, focusing on steel hall assembly processes. Construction experiments involving real-time monitoring technologies are associated with significant financial uncertainty. Proposed framework combines cost modeling, risk classification and data-driven prediction using a multilayer perceptron (MLP) model. Input variables include the number of structural elements, assembly duration, labor engagement, detected errors and safety-related events. The model predicts costs and associated risk levels, which are compared with actual outcomes from a controlled steel hall assembly experiment. The case study demonstrates the framework's applicability in identifying cost deviations and financial risk patterns. Results indicate that the approach enables early detection of potential cost overruns and improves decision-making in the planning and execution of construction experiments. Integrating artificial intelligence with financial analysis can improve resource management and provide a basis for applying the framework to a broader range of construction scenarios.

Keywords: artificial intelligence, cost prediction, financial risk, construction experiments, steel hall assembly, MLP model

PROCENA FINANSIJSKOG RIZIKA I PREDVIĐANJE TROŠKOVA U GRAĐEVINSKIM EKSPERIMENTIMA POMOĆU VEŠTAČKE INTELIGENCIJE: STUDIJA SLUČAJA MONTAŽE ČELIČNE HALE

Rezime: Ova studija predlaže okvir zasnovan na veštačkoj inteligenciji za procenu finansijskog rizika i predviđanje troškova u građevinskim eksperimentima, sa fokusom na montažu čeličnih hala. Građevinski eksperimenti sa praćenjem u realnom vremenu donose značajnu finansijsku neizvesnost. Predloženi okvir kombinuje modelovanje troškova, klasifikaciju rizika i predviđanje zasnovano na podacima pomoću modela višeslojnog perceptrona (MLP). Ulazne promenljive obuhvataju broj konstruktivnih elemenata, trajanje montaže, angažovanje radne snage, uočene greške i bezbednosne događaje. Model predviđa troškove i nivoe rizika koji se porede sa stvarnim ishodima kontrolisanog eksperimenta montaže čelične hale. Rezultati pokazuju da pristup omogućava rano otkrivanje potencijalnog prekoračenja troškova i poboljšava donošenje odluka. Integracija veštačke inteligencije i finansijske analize doprinosi transparentnijem i efikasnijem upravljanju resursima i pruža osnovu za primenu okvira u različitim građevinskim scenarijima.

Ključne reči: veštačka inteligencija, predviđanje troškova, finansijski rizik, eksperimenti u građevinarstvu, montaža čeličnih hala, MLP model

[1] Independent Researcher, Podgorica, Montenegro, mihailo.ostojic.1981@gmail.com
[2] Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro
[3] Civil Engineering Institute, Podgorica, Montenegro

1. INTRODUCTION

Total Construction projects are inherently associated with financial uncertainty, particularly in experimental environments where innovative technologies and non-standardized processes are applied. Unlike conventional construction activities, experimental setups—such as monitored assembly of structural systems—introduce additional layers of complexity, including variability in execution time, equipment performance, labor productivity, and safety conditions. These factors often lead to deviations between planned and actual costs, creating challenges for effective financial planning and risk management.

In recent years, artificial intelligence (AI) has emerged as a powerful tool in construction management, enabling improved prediction, monitoring, and decision-making across various domains (Golparvar-Fard et al., 2015; Bock & Linner, 2016). Applications of AI have primarily focused on safety risk detection, schedule optimization, and productivity analysis. However, the integration of AI techniques into financial analysis—particularly in the context of construction experiments—remains limited. Existing cost estimation methods are typically based on deterministic or statistical approaches that do not fully capture the dynamic and uncertain nature of experimental construction processes.

Financial risk in construction is traditionally evaluated using historical data and predefined cost models, which are often insufficient when applied to experimental scenarios characterized by incomplete data and evolving conditions. In such contexts, the ability to predict cost deviations and assess risk levels in real time becomes crucial. The lack of integrated frameworks that combine financial modeling, risk assessment, and AI-based prediction represents a significant research gap (Lu et al., 2020).

This study addresses this gap by proposing a comprehensive framework for financial risk assessment and cost prediction in construction testing environments using artificial intelligence. The framework is designed to integrate multiple sources of information, including operational parameters, performance indicators, and event-based data collected during the assembly process. A multilayer perceptron (MLP) model is employed to analyze the relationships between input variables and financial outcomes, enabling data-driven prediction of costs and associated risk levels.

The proposed approach is validated through a case study involving the assembly of a steel hall, where experimental monitoring techniques are applied to track construction activities (Cheng & Teizer, 2013). The study compares predicted costs with actual financial outcomes, providing insight into the accuracy and applicability of the developed model. In addition, the framework supports the identification of key factors influencing cost variability, contributing to improved financial planning and decision-making.

The main contributions of this research are threefold. First, it introduces an AI-based framework that integrates financial risk analysis with monitoring of experimental construction settings. Second, it demonstrates the practical applicability of the approach through a real-world case study. Third, it provides a foundation for further research on the use of artificial intelligence in construction finance and experimental project management.

The remainder of the paper is structured as follows. The next section presents the methodological framework, including the design of the proposed model and data processing procedures. This is followed by a literature review that situates the study within the broader context of AI applications in construction and financial risk management. The results of the case study are then presented and discussed, highlighting the performance of the proposed framework. Finally, conclusions and recommendations for future research are provided.

2. METHODOLOGY

The methodology is based on a structured framework for financial risk assessment and cost prediction in construction experiments using artificial intelligence. The methodology is designed to integrate operational, financial, and event-based data into a unified analytical model capable of predicting cost outcomes and associated risk levels. The framework is validated through a case-based experimental study involving steel hall assembly.

The methodological approach consists of five interconnected components: (1) definition of input variables, (2) data acquisition and preprocessing, (3) cost modeling, (4) artificial intelligence–based prediction, and (5) validation through comparison of predicted and actual outcomes. This structure ensures a transparent, reproducible, and scalable analytical process applicable to various construction scenarios.

2.1. FRAMEWORK OVERVIEW

The developed framework integrates construction process parameters with financial analysis and AI-based prediction. It establishes a direct relationship between operational activities and cost outcomes, enabling dynamic evaluation of financial risk during experimental execution.

The framework operates by transforming construction-related inputs into structured datasets, which are then processed through a predictive model to estimate total costs and classify risk levels. The output includes both quantitative predictions and qualitative risk indicators, supporting decision-making in planning and execution phases. The overall structure of the proposed framework is illustrated in Figure 1.

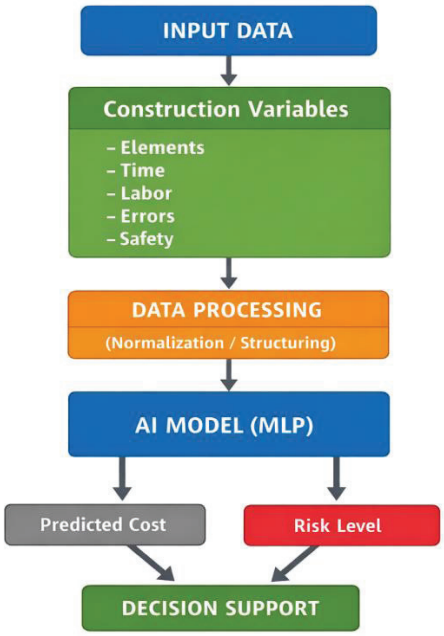


Figure 1: Proposed AI-based framework for financial risk and cost prediction in construction experiments (source: authors' research)

2.2. INPUT VARIABLES

The selection of input variables is based on the characteristics of construction experiments and factors influencing cost variability. The model incorporates the following key variables:

- Number of structural elements (columns, beams),
- Assembly duration (time required for installation),
- Labor engagement (number of workers and working hours),
- Equipment utilization (machinery involvement and operational time),
- Detected assembly errors (incorrect positioning or sequencing),
- Safety-related events (proximity risks, unsafe conditions).

These variables represent both quantitative and qualitative aspects of the construction process. Their integration enables comprehensive modeling of cost drivers and uncertainty factors.

2.3. DATA ACQUISITION AND PREPROCESSING

Data for the analysis are obtained through a combination of simulated and experimentally generated inputs within a controlled construction environment. The experimental setup includes monitoring of steel hall assembly using location-based tracking and event logging.

The collected data are standardized and transformed into a structured dataset suitable for analysis. Preprocessing includes normalization of numerical variables, categorization of event-based data, and removal of inconsistencies. This step ensures data reliability and compatibility with the predictive model.

2.4. COST MODELING

The cost model represents the financial component of the framework and is defined as a function of labor, equipment, and time-related variables. The total experimental cost is expressed as:

$$C_{total} = C_{labor} + C_{equipment} + C_{time} + C_{risk} \tag{1}$$

where:

C_{labor} represents labor-related costs,

$C_{equipment}$ denotes machinery and equipment costs,

C_{time} reflects time-dependent expenses, and

C_{risk} accounts for additional costs arising from errors and safety-related events.

This formulation allows the incorporation of both deterministic and stochastic cost components, capturing the financial impact of uncertainties inherent in construction experiments.

2.5. AI-BASED PREDICTION MODEL

A multilayer perceptron (MLP) neural network is employed to model the relationship between input variables and cost outcomes. The model is trained on the generated dataset, using normalized inputs and corresponding cost values as target outputs.

The MLP architecture consists of an input layer, one or more hidden layers with nonlinear activation functions, and an output layer producing predicted cost values. In addition to cost prediction, the model performs classification of financial risk into predefined categories (e.g., low, medium, high), based on deviation thresholds.

The training process includes data splitting into training and validation subsets, ensuring the robustness and generalization capability of the model. Performance is evaluated using standard metrics such as mean squared error (MSE) and prediction accuracy.

2.5.1. Validation and evaluation

The developed model is validated through comparison between predicted and actual costs obtained from the steel hall assembly experiment. The evaluation focuses on the accuracy of cost prediction and the reliability of risk classification.

Deviation analysis is performed to quantify the difference between predicted and observed values, providing insight into model performance. Additionally, the framework is assessed in terms of its practical applicability, particularly its ability to support financial planning and risk management in experimental construction settings.

2.6. REPRODUCIBILITY

To ensure reproducibility, the entire analytical process is structured and documented, including data preprocessing procedures, model configuration, and evaluation criteria. The framework is designed to be adaptable to different construction scenarios, allowing replication and extension in future research.

3. LITERATURE REVIEW

The application of artificial intelligence (AI) in construction engineering and management has grown significantly over the past decade, driven by the increasing complexity of projects and the need for improved decision-making under uncertainty. Machine learning (ML) and data-driven approaches have demonstrated strong capabilities in enhancing prediction accuracy, optimizing processes, and supporting risk management compared to traditional deterministic models (Bock & Linner, 2016; Mahamadu et al., 2020; Abioye et al., 2021).

3.1. AI IN CONSTRUCTION COST ESTIMATION

Cost estimation remains a critical component of construction project planning and financial management. Traditional estimation methods, typically based on historical data and expert judgment, are often insufficient in capturing nonlinear relationships among project variables (Kim et al., 2004; Sonmez, 2008).

Artificial neural networks (ANN) have been widely applied to construction cost estimation due to their ability to model complex patterns. Early studies demonstrated that ANN models can outperform conventional regression approaches in predicting project costs (Hegazy & Ayed, 1998; Kim et al., 2004). More recent research has expanded this approach using advanced ML techniques such as support vector machines (SVM), random forests, and gradient boosting algorithms (Cheng et al., 2010; Juszczyk, 2017; Wang et al., 2022).

Systematic reviews confirm that ML-based cost estimation models provide improved accuracy and adaptability, particularly in complex and data-rich environments (Mahamadu et al., 2020; Abioye et al., 2021). However, these models are typically developed using large, structured datasets from completed projects, limiting their applicability in experimental construction contexts.

3.2. AI-BASED RISK ASSESSMENT IN CONSTRUCTION

Risk assessment in construction projects has increasingly benefited from AI-based approaches, particularly in safety and operational domains. Machine learning models have been successfully used to predict accident likelihood, classify hazard levels, and support proactive safety management (Zhang et al., 2019; Tixier et al., 2016).

Recent developments include the integration of AI with digital twin technologies and real-time monitoring systems, enabling dynamic risk assessment based on continuously collected data (Boje et al., 2020; Lu et al., 2020). These approaches improve responsiveness and allow project managers to adapt to changing conditions more effectively.

Hybrid models combining statistical techniques and machine learning have also been proposed to enhance interpretability and robustness in risk prediction (Cheng & Roy, 2012; Marzouk & El-Rasas, 2014). Despite these advancements, most studies focus primarily on safety risks, while financial risk assessment remains relatively underexplored.

3.3. FINANCIAL RISK AND COST OVERRUNS

Cost overruns are a persistent issue in construction projects worldwide, often resulting from inaccurate estimation, unforeseen events, and inefficient resource management (Flyvbjerg et al., 2003; Love et al., 2013). Studies have shown that financial risks are closely linked to operational factors such as labor productivity, equipment performance, and project complexity (Doloi, 2013; Kaming et al., 1997).

Recent research has explored the use of AI for predicting cost overruns and identifying key financial risk factors. Machine learning models have demonstrated strong predictive capabilities in estimating project costs and detecting potential deviations (Cheng et al., 2010; Wang et al., 2022).

However, most of these models rely on historical project data and are not designed for experimental construction environments, where data availability is limited and conditions are continuously evolving. This limitation highlights the need for adaptive models capable of handling uncertainty and integrating real-time data.

3.4. AI IN CONSTRUCTION EXPERIMENTS AND MONITORING

The integration of advanced monitoring technologies, such as GPS, RFID, and sensor networks, has enabled the collection of high-resolution data in construction environments. These technologies support the development of intelligent systems for tracking construction activities and improving process control (Navon & Goldschmidt, 2003; Teizer et al., 2010).

Recent studies have combined monitoring systems with AI techniques to analyze construction processes, detect anomalies, and improve operational efficiency (Cheng & Teizer, 2013; Golparvar-Fard et al., 2015). Digital twin frameworks further enhance this approach by integrating physical and digital representations of construction systems, enabling real-time simulation and analysis (Boje et al., 2020).

Despite these advancements, the integration of financial analysis into monitoring frameworks remains limited. Most existing studies focus on technical and operational aspects, leaving a gap in linking monitoring data with financial outcomes.

3.5. RESEARCH GAP AND CONTRIBUTION

The reviewed literature highlights several important gaps. First, most AI-based models assume the availability of large and structured datasets, which are not typical in experimental construction environments. Second, existing approaches tend to treat cost estimation and risk assessment as separate problems, lacking integrated frameworks that combine both aspects. Third, financial analysis is often underrepresented in studies focused on construction monitoring and AI applications.

This study addresses these gaps by proposing an integrated framework that combines AI-based cost prediction, financial risk assessment, and experimental monitoring within a unified analytical model. By incorporating both operational and financial variables, the proposed approach enables a comprehensive understanding of cost dynamics in construction experiments.

Furthermore, the use of a case study involving steel hall assembly provides empirical validation of the framework, demonstrating its applicability in real-world conditions characterized by uncertainty and limited data availability.

4. CASE STUDY

This section presents the case study used to validate the proposed AI-based framework for financial risk assessment and cost prediction in construction experiments. The study is based on a controlled experimental setup involving the assembly of a steel hall structure, designed to simulate real construction conditions while enabling detailed monitoring and data collection.

4.1. EXPERIMENTAL SETUP

The experiment was conducted on a designated site in Žabljak, Montenegro, where a controlled steel hall assembly process was simulated using a scaled structural model, as shown in Figure 2a. The objective of the experimental setup was to replicate key aspects of real construction activities, including material handling, element positioning, and assembly sequencing (Knezevic et al., 2026).

The structural system consisted of a series of columns and beams, representing the primary load-bearing elements of a steel hall. Each element was assigned predefined spatial coordinates based on a surveyed site layout, ensuring consistency and accuracy in positioning (Knezevic & Ostojic, 2026). Figures 2b and 2c show the geodetic marking of reference points and marked ground points serving as initial assembly references. A designated storage area ("warehouse") was defined approximately 15 meters from the assembly location, serving as the starting point for material movement and installation activities. The geometric layout of the structure in AutoCAD is presented in Figure 2(d).

Figure 2: Experimental site and geodetic setup: (a) satellite view of the study location in Vrela, Montenegro; (b) geodetic marking of reference points; (c) marked ground points serving as initial assembly references; and (d) the geometric layout of the steel hall structure with predefined coordinates for columns and beams (source: authors' research)

4.2. MONITORING AND DATA COLLECTION

To enable detailed tracking of construction activities, a location-based monitoring system was implemented using GPS-enabled devices (Ostojic & Knezevic, 2025). Tags were assigned to key entities within the experiment, including structural elements, a worker, and construction equipment, as shown in Figure 3.

Figure 3: GPS-based tracking system applied to the worker (a), equipment (b), and structural element (c) (source: authors' research)

The monitoring system captured spatial and temporal data throughout the assembly process, including movement trajectories, installation times, and interaction events. Special attention was given to the detection of assembly errors, such as incorrect positioning of elements or deviations from the planned installation sequence (Ostojic & Knezevic, 2024).

In addition, safety-related events were recorded, particularly instances where the worker entered predefined proximity zones around machinery, representing potential risk situations. All

collected data were timestamped and stored in a structured format, forming the basis for subsequent analysis.

4.3. DATA STRUCTURE AND VARIABLES

The dataset generated during the experiment included both quantitative and event-based variables. Quantitative variables captured measurable aspects of the process, such as assembly duration, number of installed elements, and equipment operating time. Event-based variables included detected errors and safety-related incidents.

Each record in the dataset corresponds to a specific activity or time interval, linking operational data with associated cost components. This structure enables the integration of construction process data with financial analysis, supporting the development of predictive models.

4.4. COST DEFINITION AND MEASUREMENT

The total cost of the experiment was calculated by aggregating labor, equipment, and time-related expenses, as well as additional costs associated with detected errors and safety events. Labor costs were determined based on the duration of worker engagement, while equipment costs were calculated according to machine operating time.

Error-related costs were introduced as penalty factors, reflecting the financial impact of incorrect assembly or rework. Similarly, safety-related events were associated with additional cost components, representing potential delays or risk mitigation measures.

This approach ensures that both direct and indirect cost factors are incorporated into the analysis, providing a comprehensive representation of financial performance in the experimental setup.

4.5. APPLICATION OF THE PROPOSED APPROACH

The collected dataset was used as input for the proposed AI-based framework. The model processed the data to generate predicted cost values and corresponding risk levels for each stage of the assembly process.

The predictions were then compared with actual cost outcomes obtained from the experiment, enabling evaluation of model performance. The framework also supported the identification of key factors influencing cost variability, including assembly efficiency, error frequency, and safety conditions (Ostojic et al., 2024).

4.6. EXPERIMENTAL SIGNIFICANCE

The case study demonstrates the applicability of the presented methodology in a controlled construction environment. By integrating monitoring data with financial analysis and AI-based prediction, the approach provides a comprehensive tool for evaluating cost dynamics and financial risk in construction experiments.

The experimental setup, although scaled, captures essential characteristics of real construction processes, allowing the results to be generalized to similar scenarios. The findings highlight the potential of combining artificial intelligence with experimental monitoring systems to improve financial planning and decision-making in construction projects.

5. RESULTS

This section presents the results of the application of the proposed AI-based framework for cost prediction and financial risk assessment in the steel hall assembly experiment. The analysis focuses on the comparison between predicted and actual costs, as well as the identification of

financial risk patterns associated with construction activities. The real-time monitoring interface used during the experiment is presented in Figure 4.

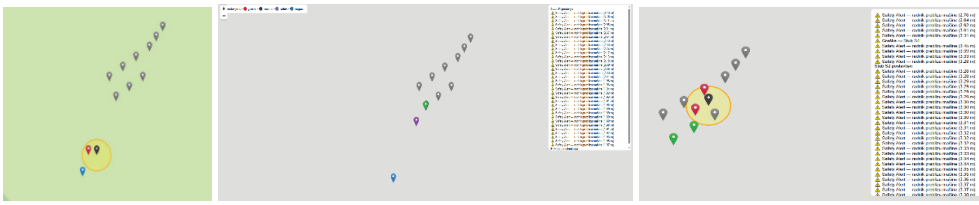


Figure 4: Real-time monitoring interface showing worker and equipment movement with safety alerts and installation status. (source: authors' research)

5.1. PREDICTED VS. ACTUAL COST ANALYSIS

The developed model generated cost predictions based on input variables collected during the experimental assembly process. These predictions were compared with actual costs calculated from recorded labor, equipment usage, and time-related data.

The results indicate that the model achieved a high level of accuracy in estimating total costs, with deviations remaining within an acceptable range for experimental conditions. Minor discrepancies were observed in specific phases of the assembly process, primarily due to unexpected delays and variations in worker performance.

Overall, the predicted cost values demonstrate strong agreement between predicted and actual costs, demonstrating the capability of the model to capture the main cost drivers in construction experiments. As shown in Figure 5, the predicted cost values closely follow the actual cost trend throughout the assembly process, indicating strong model performance.

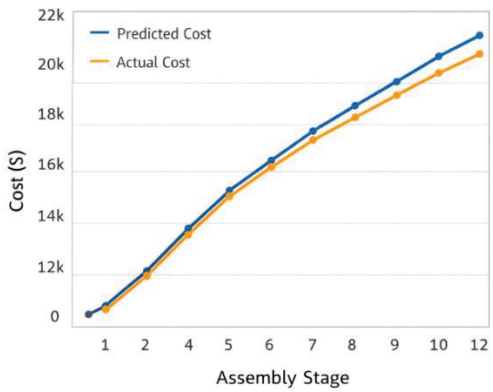


Figure 5: Comparison between predicted and actual costs during the steel hall assembly process (source: authors' research)

5.2. DEVIATION ANALYSIS

To evaluate model performance, deviation between predicted and actual costs was calculated for each stage of the assembly process. The deviation can be expressed as:

$$\Delta C = \frac{C_{actual} - C_{predicted}}{C_{actual}} \times 100\% \quad (2)$$

The analysis showed that deviations were generally low, with higher values occurring in stages characterized by increased uncertainty, such as initial setup and error correction phases. These deviations highlight the influence of dynamic factors that are difficult to fully capture

through predictive modeling. Figure 6 presents the variation in cost deviation and associated financial risk levels across different stages of the assembly process.

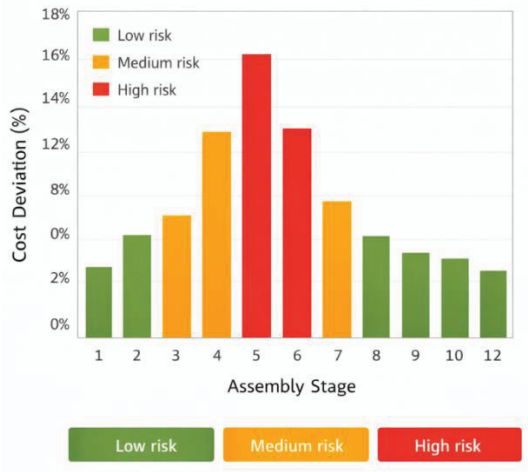


Figure 6: Financial risk classification and cost deviation across different stages of the assembly process (source: authors' research)

5.3. RISK CLASSIFICATION RESULTS

The AI model classified financial risk into three categories: low, medium, and high. The classification was based on deviation thresholds and the presence of error and safety-related events. The results indicate that most assembly stages were associated with low to medium risk levels, reflecting stable execution conditions. High-risk classifications were primarily linked to periods involving detected assembly errors or safety-related events, which introduced additional costs and delays. This classification demonstrates the ability of the model to identify critical phases of the construction process where financial risk is elevated.

5.4. INFLUENCE OF KEY VARIABLES

Analysis of input variables revealed that assembly duration and error occurrence had the most significant impact on cost deviations. Increased installation time directly contributed to higher labor and equipment costs, while errors resulted in additional expenses related to rework and process interruptions.

Safety-related events also influenced cost variability, although their impact was less frequent compared to operational factors. These findings confirm the importance of integrating both operational and event-based variables in financial prediction models.

5.5. MODEL PERFORMANCE EVALUATION

The performance of the AI model was evaluated using standard metrics, including mean squared error (MSE) and prediction accuracy. The results demonstrate that the model provides reliable cost predictions under experimental conditions, with consistent performance across different stages of the assembly process.

The model also showed strong generalization capability, indicating its potential applicability to similar construction scenarios beyond the specific case study.

5.6. SUMMARY OF FINDINGS

The results confirm that this framework is capable of accurately predicting construction experiment costs and identifying financial risk patterns. The integration of AI with construction monitoring data enables a comprehensive analysis of cost dynamics, supporting more informed decision-making.

The findings highlight the importance of incorporating real-time operational data into financial models, particularly in experimental environments characterized by uncertainty and variability.

6. DISCUSSION

The findings indicate that the proposed AI-based framework offers a reliable basis for cost prediction and financial risk assessment in experimental construction settings. The close alignment between predicted and actual costs indicates that the model successfully captures the primary cost drivers associated with steel hall assembly processes.

However, the observed deviations in specific phases of the experiment highlight the inherent uncertainty present in construction environments. These deviations were particularly pronounced during initial setup stages and periods involving error correction, suggesting that early-phase activities and unplanned events play a critical role in cost variability. This finding is consistent with previous studies emphasizing the impact of uncertainty and operational disruptions on construction cost performance (Flyvbjerg et al., 2003; Doloi, 2013).

The results further indicate that assembly duration is one of the most influential factors affecting total cost. Increased installation time directly translates into higher labor and equipment expenses, reinforcing the importance of efficient process planning. In addition, detected assembly errors significantly contributed to cost increases, primarily due to rework and process interruptions. These findings align with existing research identifying productivity and process efficiency as key determinants of construction cost performance (Love et al., 2013).

The integration of risk classification within the predictive model represents an important contribution of this study. By categorizing financial risk levels based on cost deviations and event occurrences, the framework enables early identification of critical phases in the construction process. This capability is particularly valuable for decision-makers, as it supports proactive management of potential cost overruns.

Compared to traditional cost estimation methods, which rely heavily on static data and predefined assumptions, the proposed framework offers a dynamic and adaptive approach. The incorporation of real-time operational data allows for continuous updating of cost predictions, improving responsiveness to changing conditions. This characteristic is especially relevant in experimental construction environments, where uncertainty is higher and data availability is limited.

Despite its advantages, the proposed approach has certain limitations. The experimental setup represents a scaled version of real construction processes, which may affect the generalizability of the results. Additionally, the dataset used for model training is relatively limited compared to large-scale construction projects, which may influence prediction accuracy in more complex scenarios.

Future research should focus on extending the framework to larger and more complex construction systems, as well as integrating additional data sources such as weather conditions, material variability, and workforce experience. The application of more advanced AI models, including deep learning architectures and hybrid approaches, may further improve prediction performance and robustness.

Furthermore, the integration of the proposed framework with digital twin systems and Building Information Modeling (BIM) platforms represents a promising direction for future

development. Such integration would enable real-time synchronization between physical and digital environments, enhancing both predictive capabilities and decision support.

Overall, the findings confirm that combining artificial intelligence with financial analysis and construction monitoring provides a powerful tool for improving cost management and reducing financial risk in construction experiments. The proposed framework contributes to bridging the gap between technical monitoring systems and financial decision-making processes, supporting the development of more efficient and resilient construction practices.

7. CONCLUSION

This study presents an artificial intelligence–based framework for financial risk assessment and cost prediction in construction experiments, with a focus on steel hall assembly processes. The proposed approach integrates operational data, cost modeling, and machine learning techniques into a unified analytical model capable of predicting financial outcomes and identifying risk levels.

The results demonstrate that the framework provides reliable cost predictions, with a strong alignment between predicted and actual values. The integration of risk classification further enhances the model's capability by enabling early identification of critical phases associated with increased financial uncertainty. These findings confirm the potential of AI-based approaches to improve cost management and decision-making in construction environments.

The case study highlights the importance of incorporating real-time operational data, including assembly duration, error occurrence, and safety-related events, into financial analysis. By linking construction monitoring systems with cost prediction models, the proposed framework offers a comprehensive tool for evaluating cost dynamics in experimental settings.

In addition to its practical implications, this research contributes to the existing body of knowledge by addressing the gap between technical monitoring and financial analysis in construction experiments. The proposed framework demonstrates how AI can be effectively applied to bridge this gap, supporting both researchers and practitioners in developing more efficient and data-driven construction processes.

Future research should focus on expanding the framework to more complex construction projects and integrating additional data sources to enhance model accuracy and robustness. The combination of AI with digital twin technologies and Building Information Modeling (BIM) systems represents a promising direction for further development.

Overall, the findings suggest that integrating artificial intelligence, financial modeling, and construction monitoring can significantly improve the planning, execution, and evaluation of construction experiments, while also supporting more transparent and sustainable project outcomes.

REFERENCES

[1] Abioye, S. O., Oyedele, L. O., Akanbi, L., Ajayi, A. O., Delgado, J. M. D., Bilal, M., & Akinade, O. O. (2021). Artificial intelligence in the construction industry: A review of present status, opportunities and future challenges. *Journal of Building Engineering, 44*, 103299.

[2] Bock, T., & Linner, T. (2016). Robot-oriented design: Design and management tools for the deployment of automation and robotics in construction. Cambridge University Press.

[3] Boje, C., Guerriero, A., Kubicki, S., & Rezgui, Y. (2020). Towards a semantic construction digital twin: Directions for future research. *Automation in Construction, 114*, 103179.

[4] Cheng, M. Y., & Roy, A. F. V. (2012). Evolutionary fuzzy decision model for construction management using support vector machine. *Expert Systems with Applications, 39*(6), 6061–6069.

[5] Cheng, M. Y., Tsai, H. C., & Sudjono, E. (2010). Evolutionary fuzzy hybrid neural network for construction cost estimation. *Expert Systems with Applications, 37*(8), 5841–5847.

[6] Cheng, T., & Teizer, J. (2013). Real-time resource location data collection and visualization technology for construction safety and activity monitoring applications. *Automation in Construction, 34*, 3–15.

[7] Doloi, H. (2013). Cost overruns and failure in project management: Understanding the roles of key stakeholders in construction projects. *Journal of Construction Engineering and Management, 139*(3), 267–279.

[8] Flyvbjerg, B., Holm, M. S., & Buhl, S. (2003). How common and how large are cost overruns in transport infrastructure projects? *Transport Reviews, 23*(1), 71–88.

[9] Golparvar-Fard, M., Pena-Mora, F., & Savarese, S. (2015). Automated progress monitoring using unordered daily construction photographs and IFC-based building information models. *Journal of Computing in Civil Engineering, 29*(1), 04014025.

[10] Hegazy, T., & Ayed, A. (1998). Neural network model for parametric cost estimation of highway projects. *Journal of Construction Engineering and Management, 124*(3), 210–218.

[11] Juszczyk, M. (2017). The use of artificial neural networks for residential building cost estimation in Poland. *Procedia Engineering, 153*, 419–426.

[12] Kaming, P. F., Olomolaiye, P. O., Holt, G. D., & Harris, F. C. (1997). Factors influencing construction time and cost overruns on high-rise projects in Indonesia. *Construction Management and Economics, 15*(1), 83–94.

[13] Kim, G. H., An, S. H., & Kang, K. I. (2004). Comparison of construction cost estimating models based on regression analysis, neural networks, and case-based reasoning. *Building and Environment, 39*(10), 1235–1242.

[14] Knezevic, M., & Ostojic, M. (2026). Robustness of GPS–neural network geometric risk detection under sensor noise and data dropouts. *Proceedings of the 10th International Conference GNP*, Budva, Montenegro, March 4–7.

[15] Knezevic, M., Ostojic, M., & Kopitovic-Vukovic, N. (2026). Real-time geometric risk detection during steel hall assembly using low-cost GPS sensors. *Proceedings of the 10th International Conference GNP*, Budva, Montenegro, March 4–7.

[16] Love, P. E. D., Edwards, D. J., & Irani, Z. (2013). Moving beyond optimism bias and strategic misrepresentation: An explanation for social infrastructure project cost overruns. *IEEE Transactions on Engineering Management, 60*(4), 560–571.

[17] Lu, Q., Xie, X., Parlikad, A. K., & Schooling, J. M. (2020). Digital twin-enabled anomaly detection for built asset monitoring. *Automation in Construction, 118*, 103277.

[18] Mahamadu, A. M., Mahdjoubi, L., & Booth, C. (2020). Critical review of machine learning integration in construction cost estimation. Construction Innovation, 20(4), 611–630.

[19] Marzouk, M., & El-Rasas, T. (2014). Analyzing delay causes in Egyptian construction projects. Journal of Advanced Research, 5(1), 49–55.

[20] Navon, R., & Goldschmidt, E. (2003). Monitoring labor inputs: Automated-data collection model and enabling technologies. Automation in Construction, 12(2), 185–199.

[21] Ostojic, M., & Knezevic, M. (2025). Development of a GPS-based monitoring framework for steel hall assembly – Part one: Proof of concept. Proceedings of the 21st International Symposium of MASE, Ohrid, North Macedonia, September 24–27.

[22] Ostojic, M., & Knezevic, M. (2024). Wireless sensing technologies in science & industry, part two: UWB, GPS, ZB, 3D LS, CN and photography. Proceedings of the Association of Structural Engineers of Serbia International Symposium, Vrnjacka Banja, Serbia, September 18–20.

[23] Ostojic, M., Rasheed, S. H., & Knezevic, M. (2024). Wireless sensing technologies in the architectural, engineering & construction industry (Part I: Review). Proceedings of the International Engineering Conference, Novi Sad, Serbia, August 26–30.

[24] Sonmez, R. (2008). Parametric range estimating of building costs using regression models and bootstrap. Journal of Construction Engineering and Management, 134(12), 1011–1016.

[25] Teizer, J., Allread, B. S., Fullerton, C. E., & Hinze, J. (2010). Autonomous pro-active real-time construction worker and equipment operator proximity safety alert system. Automation in Construction, 19(5), 630–640.

[26] Tixier, A. J. P., Hallowell, M. R., Rajagopalan, B., & Bowman, D. (2016). Automated content analysis for construction safety: A natural language processing system to extract precursors and outcomes from unstructured injury reports. Automation in Construction, 62, 45–56.

[27] Wang, Y., Wang, X., Wang, J., Yung, P., & Jun, G. (2022). Engagement of machine learning in construction cost prediction: A review and future directions. Buildings, 12(7), 1027.

[28] Zhang, S., Teizer, J., Lee, J. K., Eastman, C. M., & Venugopal, M. (2019). Building information modeling (BIM) and safety: Automatic safety checking of construction models and schedules. Automation in Construction, 29, 183–195.

E-62
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026009F

Božidar S. Furundžić[1]

STATIC TENSILE FACTORY ACCEPTANCE TESTING OF THE OVM.ST15-47 PARALLEL-STRAND HANGER SYSTEM FOR THE NEW SAVA BRIDGE IN BELGRADE, SERBIA

Summary: This paper presents the full-scale static tensile factory acceptance testing of the OVM.ST15-47 parallel-strand hanger system intended for installation on the New Sava Bridge in Belgrade, Serbia. Each tested hanger assembly consisted of 47 seven-wire prestressing strands, with a nominal tensile strength of 1,860 MPa and a nominal cross-sectional area of 150 mm² per strand, together with the associated anchorage and fork components. Two representative full-scale hanger specimens were subjected to a predefined staged loading procedure, including a 60-minute load-holding period at 0.8 of the guaranteed ultimate tensile strength (GUTS), followed by loading to the governing acceptance force. The required acceptance force was defined as the greater of 95% GUTS and 92% of the calculated actual ultimate tensile strength (AUTS) of the 47-strand bundle. Both specimens exceeded the governing force and minimum elongation requirements. No damage to specimens and no failure of anchorage-system components were observed after the loading procedure. The results demonstrate that both tested hanger assemblies satisfied the specified static tensile acceptance criteria.

Keywords: arch bridge, bridge hanger, parallel-strand system, full-scale testing, factory acceptance testing, static tensile test, anchorage system

FABRIČKO PRIJEMNO ISPITIVANJE STATIČKIM ZATEZANJEM SISTEMA VEŠALJKI OVM.ST15-47 SA PARALELNIM UŽADIMA ZA NOVI SAVSKI MOST U BEOGRADU, SRBIJA

Rezime: U radu je prikazano fabričko prijemno ispitivanje statičkim zatezanjem, u punoj razmeri, sistema vešaljki OVM.ST15-47 sa paralelnim užadima, namenjenog za ugradnju na Novom savskom mostu u Beogradu. Svaki ispitivani sklop vešaljke sastojao se od 47 sedmožičnih užadi za prednaprezanje, nominalne zatezne čvrstoće 1.860 MPa i nominalne površine poprečnog preseka od 150 mm² po užetu, zajedno sa pripadajućim sidrenim sklopovima i viljuškama. Dva reprezentativna uzorka vešaljki podvrgnuta su unapred definisanom postupku stepenastog opterećenja, koji je obuhvatio zadržavanje opterećenja u trajanju od 60 minuta na nivou od 0,8 garantovane granične zatezne čvrstoće (GUTS), nakon čega je opterećenje povećano do merodavne prijemne sile. Zahtevana prijemna sila određena je kao veća od 95% GUTS i 92% proračunske stvarne granične zatezne čvrstoće (AUTS) sklopa od 47 užadi. Oba uzorka zadovoljila su zahtev u pogledu merodavne prijemne sile i minimalnog izduženja. Nakon ispitivanja nisu uočena oštećenja na uzorcima, niti je došlo do otkaza komponenata sidrenog sistema. Rezultati pokazuju da su oba ispitana sklopa vešaljki zadovoljila propisane kriterijume.

Ključne reči: lučni most, vešaljka mosta, sistem sa paralelnim užadima, ispitivanje u punoj razmeri, fabričko prijemno ispitivanje, ispitivanje statičkim zatezanjem, sidreni sistem

[1] CPM Consulting d.o.o, Belgrade, Serbia, bfurundzic@gmail.com

1. INTRODUCTION

Hangers are primary load-transfer elements in tied-arch and through-arch bridges, transferring loads from the bridge deck to the main arch ribs. Owing to their structural function, exposure to repeated traffic and environmental actions, and the sensitivity of their anchorage zones, the mechanical reliability and durability of hanger systems are essential to the safety and serviceability of the complete bridge structure. Previous research has therefore examined the fatigue behaviour of bridge hangers, corrosion-fatigue interaction, anchorage details, inspection requirements, and the long-term reliability and durability of cable-supported systems (Cai et al., 2018; Duan et al., 2024; Teichgraeber, 2025).

Analytical calculations and numerical models are necessary for evaluating the global and local structural response of hanger systems. However, the behaviour of a manufactured hanger assembly also depends on the interaction among the strands, anchorage components, sockets, forks, protective elements, and associated load-transfer details. Consequently, full-scale testing provides an essential means of verifying that the complete manufactured assembly can attain the prescribed acceptance force without premature failure or unacceptable damage. Full-scale acceptance testing is particularly important for systems employing prestressing strands, where the resistance of individual strands must be considered together with the performance of the complete anchorage assembly (International Federation for Structural Concrete [fib], 2019; Post-Tensioning Institute [PTI], 2018).

The New Sava Bridge in Belgrade employs prefabricated multi-strand hangers connecting the bridge deck to the main arch ribs. The selected OVM.ST15-47 parallel-strand hanger system, hereinafter referred to as the OVM hanger system, comprises 47 individually protected high-strength steel strands assembled within a fork-to-fork configuration. Because the structural response of the system depends on the complete load-transfer path, verification based exclusively on the mechanical properties of individual strands would not be sufficient. The factory acceptance programme therefore included static tensile testing of full-scale specimens representative of the manufactured bridge hangers.

The objective of this paper is to present and evaluate the static tensile factory acceptance testing of two full-scale OVM hanger specimens. The investigation links the relevant bridge design requirements, hanger configuration, strand properties, reference tensile forces, test arrangement, metrological traceability, loading procedure, and measured response. Particular attention is given to the relationship among the maximum design hanger force, the governing acceptance force, and the maximum forces achieved during testing.

The paper also distinguishes between the calculated actual ultimate tensile strength of the 47-strand bundle and the force achieved by the complete hanger assembly during the acceptance test. The full-scale specimens were not tested to failure; therefore, the achieved test forces represent demonstrated compliance with the prescribed acceptance criterion rather than the experimentally determined ultimate resistance of the complete hanger system.

During the Engineer's review of the manufacturer's technical documentation, it was established that no previous full-scale tensile test was available for the complete fork-to-fork OVM.ST15-47 hanger system. The available records documented individual materials and components but did not demonstrate the behaviour of the complete assembly. The Engineer therefore required static tensile acceptance testing of two representative full-scale specimens as part of the project quality-control programme.

The OVM.ST15-47 hanger assemblies were manufactured by Liuzhou OVM Machinery Co., Ltd. The full-scale testing was arranged by the Contractor, PowerChina International Group Limited, following an instruction issued by the Engineer, the joint venture of Louis Berger Adria and CPM Consulting. The tests were performed by Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., while Bureau Veritas acted as the independent third-party witnessing body.

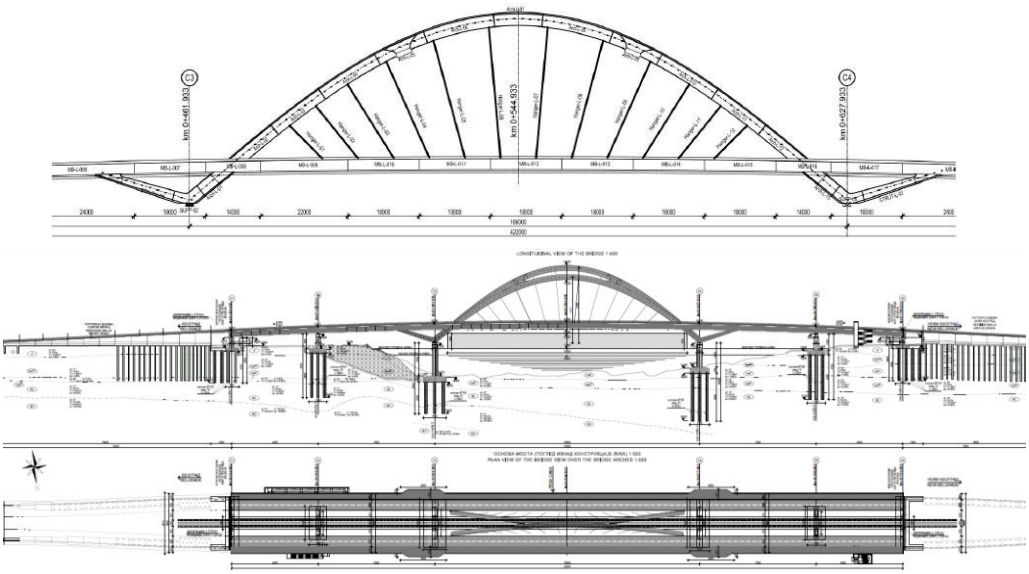


Figure 1: General arrangement of the New Sava Bridge: longitudinal elevation and plan view

2. BRIDGE AND HANGER SYSTEM

This section provides a brief overview of the bridge configuration and the OVM.ST15-47 parallel-strand hanger system investigated in this study.

2.1. BRIDGE CONFIGURATION

The New Sava Bridge in Belgrade is a steel tied-arch bridge with a main span of approximately 166 m and a total structural length of approximately 420 m. Its standard width is approximately 38.1 m, increasing to 42.1 m at the pedestrian viewing platforms. The bridge accommodates four road lanes, a central double-track tram corridor, and pedestrian and bicycle paths on both sides. It is supported by six reinforced-concrete piers, two of which are located in the river, forming two navigation openings of approximately 75 m. The main load-bearing system comprises the steel arch ribs, the tied deck structure, and the hanger system through which the deck loads are transferred to the arches (Millennium Team et al., n.d.).

The hanger arrangement follows the geometry of the main bridge structure. Individual hanger lengths and inclinations vary along the main span according to their positions relative to the arch ribs and the bridge deck. Consequently, each hanger assembly must satisfy specific geometric requirements while maintaining a consistent structural configuration and load-transfer mechanism.

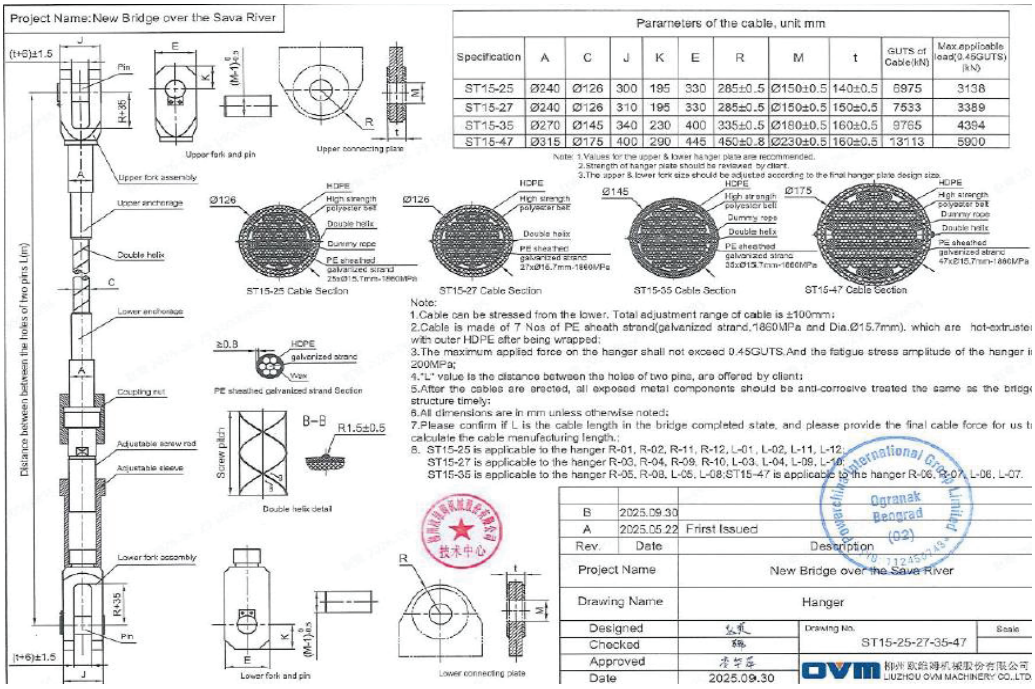


Figure 2: General arrangement and principal components of the OVM.ST15 hanger system

The project execution documentation defines the characteristic coordinates, control points, and system lengths of the hangers. Particular attention was given to hangers R-06, R-07, L-06, and L-07, whose geometric data were used to establish the dimensions of the representative hanger assemblies included in the factory acceptance-testing programme. The designation letters R and L identify the hanger positions on the right and left sides of the bridge, while the numerical suffixes identify their respective positions within the hanger arrangement.

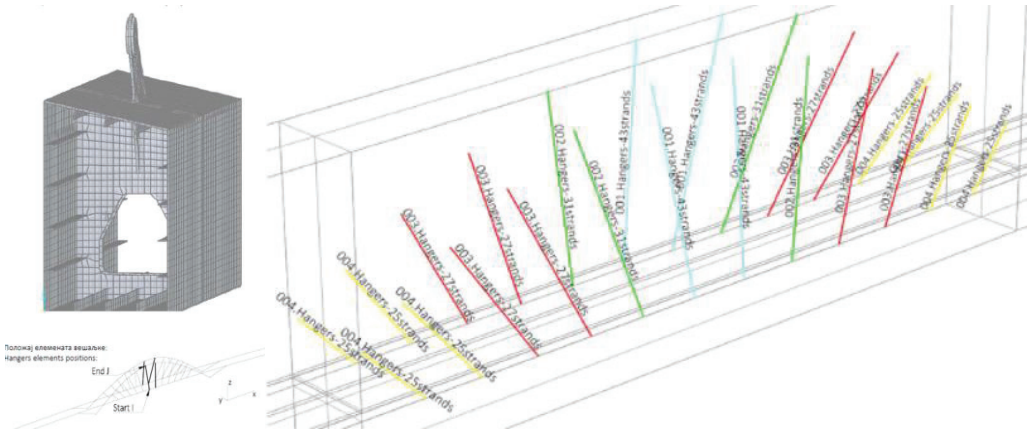


Figure 3: Bottom hanger anchorage and hanger arrangement: three-dimensional model of the bottom anchorage segment (left) and positions of the hanger elements in the bridge model (right)

Table 1: Coordinates and system lengths of hangers R-06, R-07, L-06, and L-07

Hanger	Point	x[mm]	y[mm]	z[mm]	ΔL_1[mm]	ΔL_2[mm]	ΔL_3[mm]
R-06	Start I	205500	−6874	88158	30749	27861	26390
	CP1	205378	−6629	89518			
	CP2	205292	−6458	90470			
	CP3	202963	−1802	116342			
	CP4	202919	−1714	116832			
	End J	202787	−1449	118303			
R-07	Start I	214500	−6874	88158	30749	27861	26390
	CP1	214622	−6629	89518			
	CP2	214708	−6458	90470			
	CP3	217037	−1802	116342			
	CP4	217081	−1714	116832			
	End J	217213	−1449	118303			
L-06	Start I	205500	6874	88158	36574	33682	32211
	CP1	205378	6630	89518			
	CP2	205292	6459	90470			
	CP3	202449	793	122051			
	CP4	202405	705	122542			
	End J	202273	441	124016			
L-07	Start I	214500	6874	88158	36574	33682	32211
	CP1	214622	6630	89518			
	CP2	214708	6459	90470			
	CP3	217551	793	122051			
	CP4	217595	705	122542			
	End J	217727	441	124016			

The complete hanger system includes the parallel-strand bundle, external protective elements, upper and lower anchorage assemblies, and fork-type end connections. The fork connections transfer the hanger force to the corresponding structural attachment points on the arch and deck. Because the individual hanger assemblies differ in length but employ the same principal system components, verification of the complete load-transfer mechanism was performed using representative full-scale test specimens.

2.2. HANGER GEOMETRY AND ANCHORAGE CONFIGURATION

The investigated hanger is a prefabricated parallel-strand assembly with fork-type connections at both ends and the tensioning end located at the bottom. Hanger lengths within the bridge system range from approximately 7.8 m to 32.1 m. Its geometry is defined by the positions of the structural connection points, the hanger axis, the anchorage zones, and the effective length of the strand bundle. The principal dimensional components are denoted as ΔL_1, ΔL_2, and ΔL_3 in the project documentation.

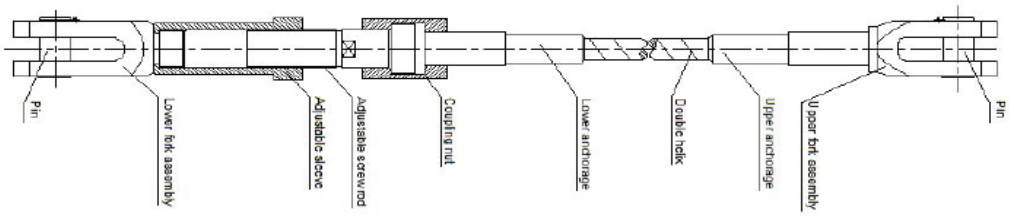


Figure 4: Hanger geometry and definition of the characteristic system lengths ΔL_1, ΔL_2, and ΔL_3

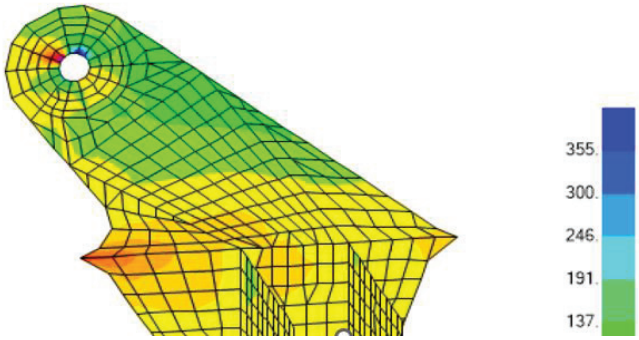


Figure 5: Three-dimensional finite-element model of the fork-type hanger anchorage component

These characteristic dimensions describe the geometric relationship among the structural connection points, fork components, anchorage assemblies, and effective strand length. Their accurate definition is necessary for manufacturing, installation, adjustment, and the correct transfer of tensile force through the complete hanger system. The dimensional configuration also provides the basis for establishing the geometry of the full-scale test specimens.

Each anchorage assembly collects the tensile forces developed in the 47 individual strands and transfers their combined force through the socket and fork connection to the bridge structure. The anchorage and fork components must therefore resist high concentrated forces while maintaining the alignment and integrity of the complete strand bundle. Their structural performance cannot be assessed solely from the tensile properties of the individual strands.

The detailed project design included three-dimensional finite-element modelling of the fork-type anchorage component and its transition zones. The model was used to evaluate the distribution of stresses and identify structurally critical regions within the anchorage assembly. However, numerical modelling represents only one component of the verification process. Full-scale physical testing was required to confirm that the manufactured strand–anchorage–fork assembly could transfer the prescribed tensile force without premature failure or unacceptable damage.

The static tensile acceptance test was therefore conducted on the complete fork-to-fork hanger assembly rather than on isolated anchorage components. This approach enabled direct verification of the entire load-transfer path, including the strand bundle, anchorage zones, sockets, forks, and their mutual interaction under the prescribed loading sequence.

3. TEST SPECIMENS AND MATERIAL BASIS

This section describes the configuration of the tested full-scale hanger specimens and the mechanical properties used to define the reference and acceptance forces.

3.1. HANGER SYSTEM CONFIGURATION

Two representative full-scale OVM.ST15-47 hanger specimens, designated SY-1-1 and SY-1-2, were prepared for static tensile factory acceptance testing. The specimens represented hangers L-06 and L-07, selected because they were subjected to the highest design working forces within the investigated hanger group. Each specimen reproduced the ST15-47SAVA.0 anchorage configuration, providing a conservative basis for the full-scale acceptance assessment. Each specimen comprised 47 parallel seven-wire prestressing strands, the corresponding upper and lower anchorage assemblies, and fork-type end connections. The specimens reproduced the principal configuration and load-transfer details of the hanger system intended for installation on the New Sava Bridge (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b).

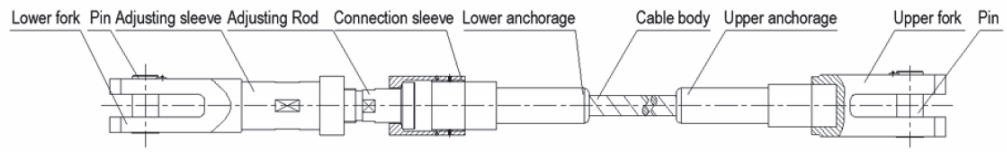


Figure 6: General arrangement and principal components of the fork-to-fork OVM.ST15-47 hanger assembly

The strand arrangement and anchorage components were representative of the manufactured bridge hangers. The complete specimens were tested in a fork-to-fork configuration so that the applied tensile force passed through the entire structural assembly. This arrangement enabled simultaneous verification of the strand bundle, anchorage zones, sockets, forks, and their mutual interaction under the prescribed tensile loading.

Each hanger specimen incorporated 47 individually protected seven-wire strands. The strands were arranged in parallel and anchored as a single structural bundle. The nominal strand designation was 1 × 7–15.7–1860, indicating a seven-wire strand with a nominal diameter of 15.7 mm and a nominal tensile strength of 1,860 MPa. The corresponding hanger-system designation was OVM.ST15-47, where the numerical suffix identifies the 47-strand configuration.

The free length between the sockets was required to be at least 3,500 mm to permit representative deformation of the strand bundle and reliable evaluation of elongation during testing. The measured free lengths were 4,593 mm for Specimen SY-1-1 and 4,600 mm for Specimen SY-1-2. Both specimens therefore satisfied the minimum geometric requirement defined in the approved test documentation (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b, 2026c).

Before testing, the specimens were checked for conformity with the approved configuration. The inspection included verification of the specimen identification, number and arrangement of strands, anchorage and fork components, free length, exposed assembly details, and general condition of the complete hanger system.

3.2. STRAND PROPERTIES AND REFERENCE FORCES

Each full-scale hanger specimen comprised 47 seven-wire prestressing strands, each with a nominal diameter of 15.7 mm, a nominal tensile strength of 1,860 MPa, and a nominal metallic cross-sectional area of 150 mm². The strands were specified in accordance with the applicable project requirements and the relevant provisions governing prestressing steel strands (European Committee for Standardization, n.d.).

The nominal breaking force of a single strand, F_{pk}, was calculated as follows:

$$F_{pk} = f_{pk} \times A_p = 1{,}860 \text{ MPa} \times 150 \text{ mm}^2 = 279{,}000 \text{ N} = 279 \text{ kN} \quad (1)$$

where f_{pk} is the nominal tensile strength and A_p is the nominal metallic cross-sectional area of one strand.

For the complete 47-strand bundle, the guaranteed ultimate tensile strength (GUTS) was calculated from the nominal breaking force of one strand:

$$\text{GUTS} = [n]_{pk} = 47 \times 279 = 13{,}113 \text{ kN} \quad (2)$$

In addition to verification of the nominal material properties, three representative strand specimens were subjected to individual tensile tests. Their measured ultimate tensile forces were 290.5, 290.6, and 290.5 kN. The average measured ultimate tensile force of one strand was therefore:

$$F_{(u,\ avg)} = (290.5 + 290.6 + 290.5)/3 = 290.53 \text{ kN} \approx 290.5 \text{ kN} \quad (3)$$

For consistency with the value adopted in the approved test report, the average force was taken as 290.5 kN. The calculated actual ultimate tensile strength of the complete 47-strand bundle (AUTS) was consequently determined as:

$$AUTS = [nF]_{(u,\ avg)} = 47 \times 290.5 = 13{,}653.5 \text{ kN} \quad (4)$$

In this paper, AUTS denotes a calculated reference value obtained by multiplying the average measured ultimate tensile force of the three individual strand specimens by the total number of strands in the hanger. It does not represent the experimentally determined failure resistance of the complete hanger assembly, because the full-scale hanger specimens were not loaded to failure.

The approved acceptance procedure specified two reference force levels:

$$F_{(ref,1)} = 0.95 \times GUTS = 0.95 \times 13{,}113 = 12{,}457.35 \text{ kN} \quad (5)$$

$$F_{(ref,2)} = 0.92 \times AUTS = 0.92 \times 13{,}653.5 = 12{,}561.22 \text{ kN} \quad (6)$$

The governing acceptance force was defined as the greater of these two values. Accordingly, the criterion based on 92% of AUTS governed the full-scale static tensile test, resulting in a required acceptance force of 12,561.22 kN (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b, 2026c).

Table 2: Mechanical properties of the strands and reference tensile forces for the 47-strand hanger system

Parameter	*Monostrand*	*Cable (47 strands)*
Nominal breaking force, GUTS (kN)	*279*	*13,113*
Actual breaking force, AUTS (kN)	*290.5*	*13,653.50*
95% GUTS (kN)	*265.05*	*12,457.35*
92% AUTS (kN) — governing criterion	*267.3*	*12,561.22*
Cross-sectional area (mm²)	*150*	*7,050*

4. TEST SETUP, EQUIPMENT AND METROLOGICAL TRACEABILITY

This section describes the full-scale test arrangement, the loading and measuring equipment, and the metrological traceability of the instruments used during testing.

4.1. TEST ARRANGEMENT

The static tensile tests were conducted using a full-scale hanger assembly installed horizontally in a purpose-built, self-reacting test frame. The test frame was designed to resist the applied tensile force without transferring significant external reactions to the surrounding structure. One end of the hanger specimen was connected to the fixed reaction assembly, while the opposite end was connected to the hydraulic loading system.

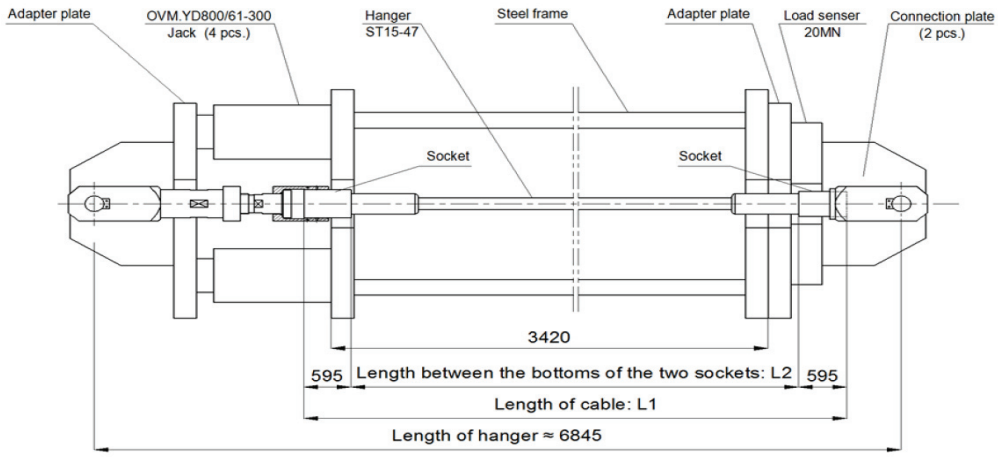


Figure 7: General arrangement and principal dimensions of the full-scale static tensile test assembly

The loading system comprised four hydraulic jacks, each with a nominal capacity of 8 MN. The jacks introduced the tensile force along the longitudinal axis of the hanger specimen through the stressing-end assembly. The arrangement was configured to maintain the alignment of the complete specimen and to reproduce the principal force-transfer mechanism of the fork-to-fork hanger system.

The complete test assembly included the full-scale hanger specimen, fixed-end anchorage, stressing-end anchorage, fork components, reaction structure, hydraulic jacks, load-measurement devices, and displacement-measurement equipment. The specimen was positioned so that the tensile force passed through the complete strand–anchorage–fork load path, corresponding to the structural mechanism used in the bridge application.

Before the application of load, the identification and general condition of each specimen were verified. The pre-test inspection included the strand bundle, exposed strand sections, anchorage assemblies, sockets, fork connections, protective components, and accessible load-transfer details. The measured free length between the sockets was also recorded and compared with the minimum required value. The position and alignment of the specimen were checked before testing. Particular attention was given to the alignment of the hanger axis with the hydraulic loading system because unintended eccentricity could introduce secondary bending effects and affect the measured response. After the alignment and instrumentation checks had been completed, the test assembly was approved for the prescribed staged loading procedure (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b, 2026c).

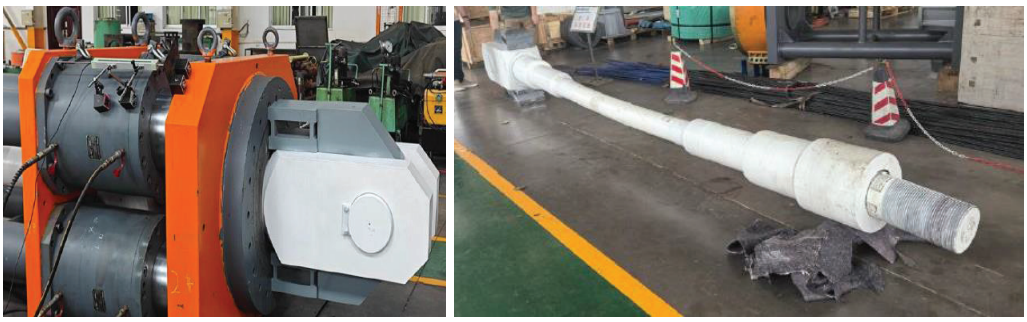


Figure 8. Pre-test inspection of the hanger specimen: anchorage assembly (left) and stressing-end components (right)

Figure 9: Full-scale static tensile test arrangement: fixed-end anchorage (left) and longitudinal view of the assembled hanger specimen (right)

4.2. MEASURING EQUIPMENT AND CALIBRATION

The applied tensile force was monitored using calibrated LC-3/20 MN dynamometers connected to digital force indicators. The dynamometers had a nominal measuring capacity of 20 MN and were covered by calibration certificates LSfm2025-02593 and LSfm2025-02914 issued by the National Institute of Metrology, China (2025). The reported relative measurement uncertainty was 0.3%, providing an appropriate level of accuracy for verifying attainment of the governing acceptance force.

The hydraulic loading equipment was checked and calibrated before testing. The hydraulic jacks were calibrated on May 20, 2026, before the full-scale tests conducted on May 22 and June 11, 2026. The calibration and verification records formed part of the documentation reviewed by the author of this article before the commencement of testing.

Dimensional measurements were performed using verified steel rulers and steel tape measures. The corresponding verification records included certificates CCL25090072 and CCC25050110. The WAW-600 universal testing machine used for testing the individual strand specimens was covered by verification certificate LLC26040033. The machine was verified on April 8, 2026, as a Class 1 testing machine, with the verification remaining valid until April 7, 2027 (Liuzhou Institute of Metrology and Measurement Technology, 2025–2026).

The verification of the strand-testing machine was particularly important because the average measured ultimate force of the three individual strand specimens was used to calculate AUTS and, consequently, the governing full-scale acceptance force. The metrological chain therefore connected the individual strand-test results, the calculated reference force, and the applied force measured during the full-scale hanger tests.

Figure 10: Digital force indicators used for monitoring the applied tensile load

Displacement measurements were recorded at the prescribed loading stages. The reported jack-piston displacement represents the response of the complete test arrangement, including

deformation of the hanger assembly, seating and adjustment within the anchorage system, and deformation of the loading and reaction components. It should therefore be distinguished from the directly measured elongation of the free strand length.

The available calibration and verification documentation provided traceability for the principal force and dimensional measurements used in the acceptance assessment. This traceability was essential because the difference between the prescribed acceptance force and the maximum force achieved during testing was relatively small. Compliance could therefore be evaluated only using appropriately calibrated and documented measuring equipment.

4.3. THIRD-PARTY WITNESSING

The full-scale factory acceptance tests were witnessed by Bureau Veritas, Industry & Facilities Division, acting as an independent third-party inspection body. The inspection activities included verification of the test-specimen identification, review of the applicable test documentation, examination of the test arrangement and measuring equipment, observation of the loading procedure, and confirmation of the reported test results.

The third-party witnessing also covered the conformity of the testing activities with the approved procedure and the availability of the relevant calibration and verification records. The observations and results were documented in Third-Party Inspection Report No. INS/SR/SHOP-26/057-02, Revision 00 (Bureau Veritas, Industry & Facilities Division, 2026).

Independent witnessing did not replace the technical evaluation of the test results but provided additional documentary assurance that the prescribed testing procedure was followed and that the reported results corresponded to the observed full-scale tests.

5. TEST PROCEDURE AND ACCEPTANCE CRITERIA

The tests were conducted in accordance with the approved project-specific test plan and factory acceptance documentation (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b, 2026c). Specimen SY-1-1 was tested on May 22, 2026, and Specimen SY-1-2 on June 11, 2026. Before loading, the specimen identification, geometry, strand bundle, anchorage assemblies, fork connections, measuring devices, and hydraulic system were inspected.

The loading sequence was defined as a fraction of GUTS. After establishing the reference condition at 0.1 GUTS, the load was increased through 0.2, 0.4, 0.6, and 0.8 GUTS. The corresponding forces were 1,311.3, 2,622.6, 5,245.2, 7,867.8, and 10,490.4 kN. Force and jack-piston displacement were recorded at the prescribed stages. At 0.8 GUTS, the load was maintained for 60 minutes, after which loading continued to the governing acceptance force.

The required force was defined as the greater of 95% GUTS and 92% AUTS:

$$0.95\ \text{GUTS} = 12{,}457.35\ \text{kN} \tag{7}$$

$$0.92\ \text{AUTS} = 12{,}561.22\ \text{kN} \tag{8}$$

Consequently, 92% AUTS governed and the required acceptance force was 12,561.22 kN. The specimens also had to achieve a total elongation of at least 1.5% and show no failure of the strand bundle, sockets, forks, or other anchorage-system components.

Total elongation was evaluated from the measured displacement between the 0.1 GUTS reference point and the maximum test force, corrected for the calculated elastic elongation between zero load and 0.1 GUTS:

$$\varepsilon_{Tu} = \frac{\Delta L_{0.1-\max} + \Delta L_{0-0.1}}{L_1(0.1) - \Delta L_{0-0.1}} \tag{9}$$

where:

$$\Delta L_{0-0.1} = \frac{F_{0.1} L_1(0)}{AE} \tag{10}$$

The total metallic strand area was A = 7,050 mm^2, and the nominal modulus of elasticity was E = 195 GPa. This correction distinguishes the evaluated specimen elongation from the jack-piston displacement of the complete test arrangement.

The tests were intended to verify attainment of the prescribed acceptance level rather than determine the failure resistance of the full-scale hanger assemblies.

Table 3: Loading protocol and measurement stages applied to both hanger specimens

Load stage	Force (kN)	Remark
0 (point)	0	Reference geometry measured
0.1 GUTS	1,311.3	Point for elongation, length re-measured
0.2 GUTS	2,622.6	Piston displacement recorded
0.4 GUTS	5,245.2	Piston displacement recorded
0.6 GUTS	7,867.8	Piston displacement recorded
0.8 GUTS, held 60 min	10,490.4	Load hold; displacement before/after
Loading to maximum	≥ 12,561.2 required	≥ 92% AUTS or 95% GUTS, whichever greater

6. TEST RESULTS

This section presents the measured maximum tensile forces, total elongations, load–displacement response, and post-test condition of the two full-scale hanger specimens.

6.1. MAXIMUM TENSILE FORCES AND ELONGATIONS

Both full-scale hanger specimens reached and exceeded the governing acceptance force of 12,561.22 kN. Specimen SY-1-1 reached a maximum test force of 12,575.7 kN, whereas Specimen SY-1-2 reached 12,614.4 kN (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b).

The achieved forces, expressed as percentages of the calculated AUTS, were 12,575.7/13,653.5 × 100 = 92.1% for Specimen SY-1-1, and 12,614.4/13,653.5 × 100 = 92.4% for Specimen SY-1-2.

The margins by which the specimens exceeded the governing acceptance force were 12,575.7 - 12,561.22 = 14.48 kN and 12,614.4 - 12,561.22 = 53.18 kN, respectively. Although these margins were relatively small, both measured forces exceeded the prescribed requirement. This assessment was supported by the documented calibration and measurement traceability of the force-measurement system.

The measured total elongation was 2.7% for Specimen SY-1-1 and 2.1% for Specimen SY-1-2. Both values exceeded the specified minimum elongation of 1.5%. The corresponding margins above the minimum requirement were therefore 1.2 and 0.6 percentage points, respectively.

The results demonstrate that both complete strand–anchorage–fork assemblies attained the required force and elongation levels. No premature failure of the strand bundle, sockets, forks, or other anchorage-system components was observed during the prescribed loading procedure.

The reported maximum test forces represent the highest forces attained during the approved acceptance tests. Because the full-scale specimens were not loaded to structural failure, these values should not be interpreted as the ultimate tensile resistance of the complete hanger assemblies.

Table 4: Summary of acceptance criteria and static tensile test results for both hanger specimens

Quantity	Requirement	Specimen 1	Specimen 2
Free length between sockets, L2 (mm)	≥ 3,500	4,593	4,600
Maximum tensile force (kN)	≥ 12,561.22	12,575.7	12,614.4
Ratio to AUTS (%)	≥ 92.0	92.1	92.4
Total elongation εTu (%)	≥ 1.5	2.7	2.1
Damage to specimen	—	No damage	No damage
Anchorage system after test	No failure	Normal	Normal

6.2. LOAD-DISPLACEMENT RESPONSE

Jack-piston displacement increased progressively with the applied tensile force in both specimens. Relative to the displacement reading established at the 0.1 GUTS reference load, the maximum recorded jack-piston displacements were 119.97 mm for Specimen SY-1-1 and 90.98 mm for Specimen SY-1-2.

At the beginning of the 60-minute holding period at 0.8 GUTS, the recorded jack-piston displacement for Specimen SY-1-1 was 57.43 mm. At the end of the holding period, it was 60.23 mm. The additional displacement recorded during the hold was therefore 60.23 – 57.43 = 2.80 mm. For Specimen SY-1-2, the corresponding displacement increased from 41.13 to 42.97 mm, giving an additional displacement of 42.97 – 41.13 = 1.84 mm.

Both specimens remained stable during the prescribed holding period and subsequently reached the governing acceptance force. No sudden increase in displacement or visible loss of integrity was reported during the loading sequence (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b).

The different displacement histories of the two specimens should be interpreted in the context of the complete test arrangement. Jack-piston displacement incorporates several components of the system response, including elastic deformation of the hanger assembly, initial seating of the strand bundle, adjustment within the anchorage components, deformation of the loading equipment, and possible tolerances within the reaction frame.

Consequently, jack-piston displacement should not be regarded as identical to the elongation or strain of the free strand length. The directly evaluated total elongations of 2.7% and 2.1% were used for the elongation acceptance assessment, whereas jack-piston displacement provided supporting information on the overall response and stability of the full-scale test arrangement.

Table 5: Jack-piston displacements recorded at the prescribed load stages

Load stage	Specimen 1 – displacement (mm)	Specimen 2 – displacement (mm)
0.1 GUTS (point)	0	0
0.2 GUTS	5.43	5.82
0.4 GUTS	16.59	16.73
0.6 GUTS	29.49	28.11
0.8 GUTS (start of hold)	57.43	41.13
0.8 GUTS (end of 60-min hold)	60.23	42.97
Maximum force	119.97	90.98

6.3. POST-TEST CONDITION OF SPECIMENS & ANCHORAGE COMPONENTS

Following completion of the prescribed loading procedure and unloading, both full-scale hanger specimens were visually inspected. The inspection covered the exposed strand bundle, anchorage zones, sockets, forks, and other accessible structural components of the hanger assembly.

No damage was identified in either full-scale specimen, and no failure occurred in any component of the anchorage system. The sockets and fork-type connections remained intact, and no visible evidence of unacceptable deformation, cracking, fracture, strand slippage, or loss of anchorage integrity was reported (Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd., 2026b; Bureau Veritas, Industry & Facilities Division, 2026).

The absence of observed damage after unloading confirmed that the required tensile force had been transferred through the complete strand–anchorage–fork load path without visible impairment of the tested assemblies. This post-test condition formed an integral part of the acceptance assessment, together with attainment of the governing force and minimum elongation requirements.

The individual strand specimens used to determine the average actual ultimate tensile force were tested separately to rupture. These tests produced characteristic wire fractures and provided the experimental material basis for calculating AUTS. The fractured individual strand shown in Figure 11 should therefore be distinguished from the two full-scale hanger specimens, neither of which was tested to failure.

Figure 11: Individual strand specimen after tensile testing, showing characteristic wire fractures

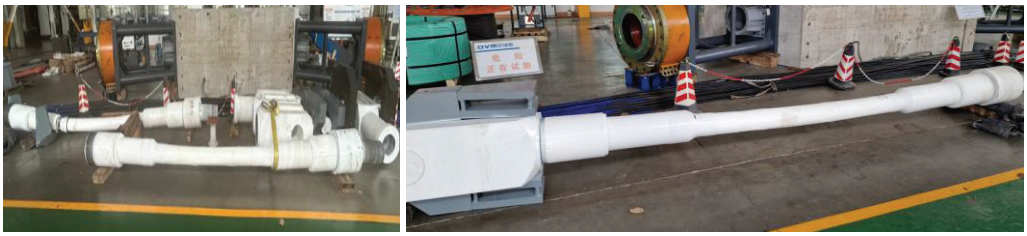


Figure 12: Post-test inspection of the hanger specimens and anchorage assemblies

Table 6: Measured strand tensile strength and calculated acceptance forces for the OVM.ST15-47 hanger system

Sample name	ST15-47 hanger system	Type/Model	Strand: 47×15.7-1860MPa Hanger: ST15-47SAVA.0				
Basic Parameters of the Sample	Type of mono strand: 1×7-15.7-1860						
	Measured ultimate tensile force	1#	290.5kN	2#	290.6kN	3#	290.5kN
	Average ultimate tensile force	290.5 kN		numbers of strands			47
	Nominal Breaking Force (GUTS)	13113 kN		0.95 GUTS	12457.35 kN		
	Actual Breaking Force (AUTS)	13653.5 kN		0.92 AUTS	12561.22 kN		

Table 7: Acceptance criteria and test results for the two hanger specimens

Testing items	Specification requirements	Actual values	
		-1st (SY-1-1)	-2nd (SY-1-2)
Length of hanger L(mm)	≥3500	4593	4600
Max tensile force of hanger (kN)	≥12561.22	12575.7	12614.4
Total elongation ε_{tu}	≥1.5%	2.7%	2.1%
The location of damage to the specimen	/	No damage	No damage
Inspection of assemblies after testing	/	Normal	Normal
Remarks	No failure occurs in any components of the anchorage system.		

7. DISCUSSION

The results are interpreted through three distinct force levels: the maximum design hanger force, the governing factory-acceptance force, and the maximum force achieved during each test. The maximum design force for the investigated hanger was 7,729 kN, whereas the governing acceptance force was 12,561.22 kN. The two specimens reached 12,575.7 and 12,614.4 kN, respectively. Thus, the governing acceptance force and both achieved test forces were approximately 1.63 times the maximum design force.

This ratio provides a transparent measure of test severity but should not be interpreted as a conventional global safety factor. Design action, material resistance, acceptance force, and achieved test force belong to different verification levels and may incorporate different characteristic values, partial factors, and acceptance provisions.

The difference between the maximum forces achieved by the specimens was 38.7 kN, corresponding to approximately 0.31% of their mean maximum force. This close agreement indicates consistent attainment of the prescribed acceptance level by the two assemblies. However, two tests do not provide a statistical evaluation of production variability or ultimate hanger resistance, particularly because neither specimen was loaded to failure.

The specimens exhibited different jack-piston displacement histories and total elongations while satisfying the same acceptance requirements. Such differences may arise from strand-bundle seating, anchorage adjustment, assembly tolerances, specimen geometry, and deformation of the loading and reaction system. Jack-piston displacement therefore describes the response of the complete test arrangement and should not be equated directly with free-strand strain.

During the 60-minute hold at 0.8 GUTS, the additional recorded displacements were 2.80 and 1.84 mm. Both specimens remained stable and subsequently reached the governing acceptance force. Following unloading, no visible wire breaks, socket damage, fork damage, strand slippage, or anchorage-component failure was reported. The results therefore verify the integrity of the complete strand-anchorage-fork load path at the prescribed acceptance level.

Full-scale testing complements, rather than replaces, project calculations, numerical modelling, material certification, and individual strand tests. The numerical model identifies the expected stress distribution and critical anchorage regions, whereas physical testing verifies the manufactured assembly under controlled loading. This combined approach is consistent with the general principles applied to the acceptance of cable systems using prestressing steels (International Federation for Structural Concrete [fib], 2019; Post-Tensioning Institute [PTI], 2018).

The investigation was limited to the static tensile testing of two representative specimens. It does not independently establish fatigue resistance, corrosion durability, or long-term in-service performance. These aspects require the applicable design checks, material-protection requirements, production controls, inspection procedures, and maintenance programme (Cai et al., 2018; Duan et al., 2024; Teichgraeber, 2025).

Table 8: Main design parameters and reference forces of the OVM.ST15-47 hanger system

MAIN data for cables	
Number of strands	*47*
Nominal strand tensile strength (MPa)	*1,860*
Nominal cross-sectional area of one strand (mm²)	*150*
Nominal ultimate load of one strand (kN)	*279*
Nominal Section Area of Strands (mm²)	*7,050*
Ultimate load — 100% GUTS (kN)	*13,113*
Service load capacity — 45% GUTS (kN)	*5,901*
Maximum force in the hanger (kN)	*7,729*

Table 9. Comparison of the maximum design force, required acceptance force, and achieved test forces

Parameter	*Force (kN)*	*Ratio to maximum design force*
Maximum design hanger force	*7,729.00*	*1*
Required test force—92% AUTS	*12,561.22*	*1.63*
Maximum force—Specimen 1	*12,575.70*	*1.63*
Maximum force—Specimen 2	*12,614.40*	*1.63*

8. CONCLUSIONS

Based on the full-scale static tensile factory acceptance testing of the OVM.ST15-47 hanger system, the following conclusions were drawn.

Two representative full-scale specimens, corresponding to hangers L-06 and L-07 and reproducing the ST15-47SAVA.0 anchorage configuration, were tested in accordance with the approved project-specific procedure. The nominal guaranteed ultimate tensile strength (GUTS) of the 47-strand bundle was 13,113 kN. Based on the results of three individual strand tests, the calculated actual ultimate tensile strength (AUTS) was 13,653.5 kN. Consequently, the governing acceptance force was 12,561.22 kN, corresponding to 92% AUTS.

Specimens SY-1-1 and SY-1-2 reached maximum tensile forces of 12,575.7 and 12,614.4 kN, respectively. Both values exceeded the governing acceptance requirement, while the difference between them was only 0.31% of the mean achieved force, indicating a consistent response of the two tested assemblies.

The measured total elongations were 2.7% for Specimen SY-1-1 and 2.1% for Specimen SY-1-2, both exceeding the specified minimum value of 1.5%. Furthermore, both specimens remained stable during the prescribed 60-minute load-holding period at 0.8 GUTS.

Post-test inspection identified no damage to either full-scale specimen and no failure of the strand bundles, sockets, forks, or other anchorage-system components. The governing acceptance force and the maximum forces achieved during testing were approximately 1.63 times the

maximum design hanger force of 7,729 kN. This comparison demonstrates the severity of the factory acceptance test but should not be interpreted as a conventional global safety factor.

The results confirm that both tested OVM.ST15-47 hanger assemblies satisfied the specified static tensile acceptance requirements for their intended application on the New Sava Bridge. Because the specimens were not tested to failure, the achieved forces demonstrate acceptance-level compliance rather than the ultimate resistance of the complete hanger system. Fatigue performance, corrosion durability, and long-term structural behaviour remain outside the scope of this investigation.

Overall, the full-scale testing provided direct experimental verification of the acceptance-level tensile performance, deformation response, and integrity of the complete hanger assemblies under the prescribed static tensile loading procedure. By combining bridge design data, strand properties, calibrated measurements, a controlled loading procedure, and post-test inspection, the investigation provides a complete and traceable basis for accepting the tested OVM.ST15-47 system for installation on the New Sava Bridge, subject to compliance with the remaining project requirements concerning manufacturing, installation, fatigue resistance, corrosion protection, inspection, and long-term maintenance. More broadly, the study demonstrates the importance of project-specific full-scale testing for complex bridge hanger systems whose structural performance cannot be fully assessed through individual material tests or numerical analysis alone. The presented methodology and results may therefore serve as a useful reference for the acceptance testing and quality control of comparable parallel-strand hanger systems used in arch bridges.

REFERENCES

[1] Bureau Veritas, Industry & Facilities Division. (2026, June). Third-party inspection report No. INS/SR/SHOP-26/057-02 (Rev. 00) [Inspection report].

[2] Cai, S., Chen, W., & Xu, J. (2018). Full-scale fatigue tests on a novel box-shaped steel rod of a spatial arch bridge for fatigue assessment. Advances in Structural Engineering, 21(5), 694–706. https://doi.org/10.1177/1369433217726897

[3] Duan, Y. F., Wu, S. K., Zhang, H. M., Zhang, R., Yun, C. B., Cheng, J. J. R., & Wang, S. M. (2024). Development of corrosion-fatigue analysis method of cable hangers in tied-arch bridges considering train-bridge interaction. Engineering Structures, 315, Article 118484. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118484

[4] European Committee for Standardization. (2005). Prestressing steels—Part 3: Strand (prEN 10138-3:2005) [Draft European Standard].

[5] International Federation for Structural Concrete. (2019). Acceptance of stay cable systems using prestressing steels (fib Bulletin No. 89, Recommendation). https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0089

[6] Liuzhou Institute of Metrology and Measurement Technology. (2025–2026). Verification certificates CCL25090072, CCC25050110, and LLC26040033 [Verification certificates for the steel ruler, steel tape measure, and WAW-600 universal testing machine].

[7] Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd. (2026a). Document list for witnessing the tensile test of the New Sava Bridge hangers [Project document register].

[8] Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd. (2026b, June 25). Static tensile test for the OVM.ST15-47 hanger cable, New Sava Bridge, Serbia (Test Report No. A20260536) [Technical test report witnessed by Bureau Veritas].

[9] Liuzhou OVM Structure Monitoring Technology Co., Ltd. (2026c, January 4). Static tensile test plan of the OVM.ST15-47 hanger cable for the New Sava Bridge, Serbia [Technical test plan].

[10] Millennium Team, Mostogradnja ING, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad, & IO Design Enterprise. (n.d.). New Sava Bridge: Main bridge structure, superstructure, left (larger) arch, arch hangers Nos. 06 and 07 (Detailed design documentation, Structure Book 2/1.1) [Design drawings].

[11] National Institute of Metrology, China. (2025). Calibration certificates LSfm2025-02593 and LSfm2025-02914 for LC-3/20 MN dynamometers [Calibration certificates].

[12] Post-Tensioning Institute. (2018). Recommendations for stay cable design, testing, and installation (PTI DC45.1-18, 7th ed.).

[13] Teichgraeber, M. (2025). Reliability and durability assessment of bridge stay cables. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 25, Article 29. https://doi.org/10.1007/s43452-024-01086-2

E-63
Kongres 2026
Congress 2026

doi: 10.67563/ASESCONF2026095D

Jovan Despotović[1], Zoran Mišković[2], Aleksandar Đukić[2], Branislav Babić[2], Ognjen Govedarica[2], Jasna Plavšić[3]

OPERATION AND MAINTENANCE OF BRIDGE DRAINAGE SYSTEMS ALONG THE SAVA RIVER IN BELGRADE

Summary: This paper assesses the operational performance of drainage systems on four road bridges over the Sava River in Belgrade: Branko's, Gazela, Ada Ciganlija, and Ostružnica. Field inspections identified deficiencies related to original design, subsequent modifications, ageing drainage infrastructure, structural and pavement deformations, and inadequate maintenance, all of which can significantly reduce drainage effectiveness. Particular attention is given to the Gazela Bridge, where hydraulic analysis showed that an average structural deflection of 14 cm reduces flow velocities in drainage pipes by about 10% for the 10-year design storm, increasing the potential for sediment deposition and pipe blockage. The four cases demonstrate that drainage functionality can be compromised at different stages of the bridge life cycle. The paper highlights the need for continuous inspection of structural and drainage components and performance-based maintenance.

Keywords: bridge drainage systems, drainage effectiveness, bridge maintenance, stormwater management, structural deformation, stormwater treatment

FUNKCIONISANJE I ODRŽAVANJE SISTEMA ZA ODVODNJAVANJE MOSTOVA PREKO REKE SAVE U BEOGRADU

Rezime: Rad razmatra eksploataciju sistema za odvodnjavanje na četiri mosta preko Save u Beogradu: Brankov, Gazela, na Adi Ciganliji i kod Ostružnice. Inspekcija in situ pokazala je da postoje problemi vezani za njihove prvobitne projekte, naknadne izmene, starenje infrastrukture, deformacije konstrukcije i kolovoza i nedovoljno održavanje, što sve može da smanji efikasnost odvodnjavanja. Posebna pažnja posvećena je Gazeli, gde je analiza pokazala da prosečan ugib mosta od 14 cm smanjuje brzine vode u kanalizacionim cevima za oko 10% pri 10-godišnjim kišama, što povećava taloženje nanosa i rizik od zapušavanja cevi. Primeri četiri mosta pokazuju da se funkcionalnost odvodnjavanja može narušiti u različitim fazama životnog veka objekta. Rad naglašava potrebu za kontinuiranim inspekcijama konstrukcije i sistema za odvodnjavanje, kao i održavanje u skladu sa realnim funkcionisanjem sistema.

Ključne reči: odvodnjavanje mostova, efikasnost odvodnjavanja, održavanje mostova, upravljanje kišnim vodama, deformacije mostovske konstrukcije, tretman kišnog oticaja

[1] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, jovandespotovic1952@gmail.com
[2] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering
[3] University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, jplavsic@grf.bg.ac.rs

1. INTRODUCTION

The criteria and requirements for the design of bridge drainage systems have evolved from treating drainage as a minor structural detail to a complex discipline [1]. Historically, bridge drainage design focused only on rapid removal of stormwater from bridge decks. Contemporary practice adopts a holistic approach that balances traffic safety, structural integrity and durability, environmental protection through runoff treatment, maintenance minimization, and architectural aesthetics [1,2,3]. This evolution is reflected in design guidance in the USA, from FHWA HEC-12 to HEC-21 and HEC-22 [4]. The UK standards (CD350, CD357, CD358) similarly prioritize structural durability and whole-life cost by integrating surface and subsurface drainage, protection of critical structural components from water and salt ingress, and rigorous maintenance requirements [5]. Serbian national design guidelines for bridge drainage were established recently, in 2012 [6], and are focused predominantly on the hydraulic performance.

The bridges over the Sava River serve as the principal transport corridors in the City of Belgrade (Figure 1). At the same time, they are located within the immediate protected zone of the Belgrade water supply source area. Consequently, storm runoff from carriageways, sidewalks, and other traffic surfaces must be controlled and, where necessary, treated before being discharged into the receiving water body. Among the existing Belgrade bridges, only the Gazela Bridge has a complete integrated storm drainage and treatment system. The objective of this paper is to present the current condition of drainage systems on the major road bridges crossing the Sava River in Belgrade, based on field inspections, identify the principal operational and maintenance issues affecting their performance, and highlight the measures required to improve their long-term reliability.

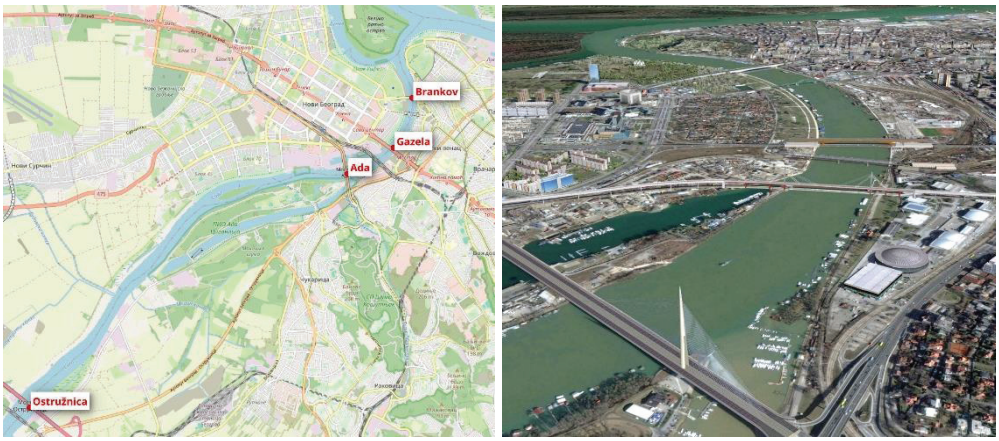


Figure 1: Bridges across the Sava River in Belgrade considered in this paper (left) and a view from the Ada Bridge toward the Gazela and Branko's Bridges (right)

2. DESIGN REQUIREMENTS FOR BRIDGE DRAINAGE SYSTEMS

Bridge drainage design is a unique engineering challenge that depends on local rainfall characteristics, wind conditions, ice formation potential, maintenance requirements, and other site-specific factors. Its primary goal is to efficiently remove surface runoff before it accumulates on the deck or enters travel lanes [1,2]. This requires proper selection of pavement slopes, inlet types and spacing, gutter spread control, and hydraulic design that ensures self-cleansing velocities in the conveyance system [1,2,4]. Hydrological design must rely on local meteorological data and appropriate design storms, with a return period of at least 10 years [4] and short durations (e.g., 5-minute intensities) that are critical for inlet capacity [1,7,8]. Since

bridge decks are impervious, runoff should be computed with a runoff coefficient of 1.0, meaning that all rainfall becomes runoff [9]. Using longer storm duration (and lower average rainfall intensities) may underestimate peak runoff rates and increase the risk of ponding.

Uncontrolled runoff is a severe threat to the bridge structural integrity, acting as a primary facilitator of structural deterioration [2]. De-icing chemicals can cause rapid steel corrosion, concrete reinforcement decay, and spalling of bridge elements [10]. Therefore, drainage systems must capture and direct water completely away from vulnerable structural elements. Inlets must be positioned to intercept gutter flow before it reaches expansion joints to prevent concrete staining, chemical attacks, and cracking [2]. The piping system must also accommodate bridge deflections and expansion under traffic load and temperature changes [2]. Additionally, underdeck pipelines are typically aligned with structural lines of the bridge for aesthetic reasons.

Bridges over waterways are subject to strict environmental regulations because bridge runoff contains sediments, microplastics, heavy metals, de-icing chemicals and other pollutants [11]. Environmental considerations therefore guide the selection between open and closed drainage systems [2]. While open systems such as drainage openings through the bridge structure may be acceptable where runoff can be safely discharged, closed systems are required above sensitive waters. In such cases, collected runoff is conveyed to treatment facilities or stormwater control measures such as detention basins or infiltration trenches, where sediments and pollutants are removed before being discharged to the environment [4,12].

Operational performance is equally important. Evidence shows [2] that debris-induced inlet clogging is the most common failure point of bridge drainage systems, followed by the clogging of pipes at bends or due to undersized diameters, as well as corrosion of pipes and inlets. Even well-designed drainage system cannot perform adequately without proper maintenance. Modern practice therefore emphasizes accessible layouts, durable materials, and standardized design details that facilitate efficient inspection and cleaning throughout the bridge service life [2].

3. BRIDGES ACROSS THE SAVA RIVER IN BELGRADE AND THEIR DRAINAGE SYSTEMS

3.1. BRANKO'S BRIDGE

Branko's Bridge has a drainage system with an unsatisfactory level of performance. Surface runoff is collected through a series of relatively small openings within the bridge structure, each with a diameter of 12 cm (Figure 2). However, long-term pavement deterioration, including rutting, potholes, localized depressions, and surface irregularities, significantly impedes runoff concentration toward the curbs and the drainage inlets. As a result, water accumulates and spreads over the pavement during intense rainfall and is splashed by passing vehicles, adversely affecting traffic safety and driving conditions. An additional problem is its relatively small cross slope, which prevents part of the runoff from being effectively directed toward the drainage openings.

Figure 2: Drainage openings in the structure of the Branko's bridge and pavement deformations prevent effective drainage even during relatively moderate rainfall events

The unrestricted discharge of runoff through the openings is therefore highly inefficient. Furthermore, based on the authors' experience with the Gazela Bridge, it can reasonably be assumed that this drainage practice contributes to corrosion and deterioration of the underside of the bridge structure. It can therefore be concluded that detailed inspections and comprehensive rehabilitation of the bridge drainage system are required.

3.2. GAZELA BRIDGE

The Gazela Bridge is the only bridge across the Sava River in Belgrade where an integrated runoff collection and treatment system was implemented during the bridge rehabilitation between 2010 and 2012 [13]. Prior to rehabilitation, the bridge experienced numerous problems associated with uncontrolled stormwater discharge, deterioration of drainage components, and progressive degradation of structural elements caused by water and the dissolved aggressive substances. Figure 3 (left and centre) illustrates the condition of the underside of the bridge deck near the drainage outlets before rehabilitation, while Figure 3 (right) shows a curb inlet grate on the bridge deck. Uncontrolled runoff carrying pollutants are washed from the pavement (including oils, grease, and de-icing chemicals) and flow over the bridge structure, contributing to corrosion and deterioration of its steel elements (Figure 4).

Figure 3: Components of the Gazela Bridge drainage system (drainage openings, outlets, and inlet grates) prior to the 2012 rehabilitation

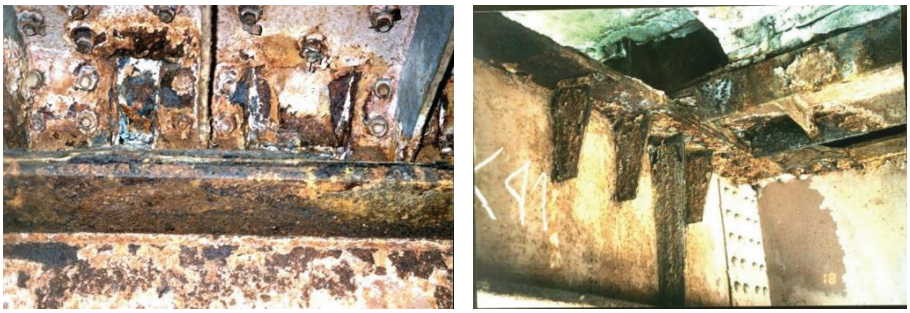


Figure 4: Condition of the Gazela Bridge structure resulting from corrosion of the steel box girders prior to the 2012 rehabilitation

As a part of the rehabilitation works, high-capacity drainage inlets with openings in both curb and pavement were installed for efficient stormwater collection (Figure 5, left). Their hydraulic capacity had previously been thoroughly tested under laboratory conditions [7]. A dedicated pipeline system was constructed to convey runoff to a treatment facility (Figure 5, right), together with an emergency response system designed to prevent the discharge of heavily contaminated runoff in the case of accidental pollution (see also section 5). To satisfy aesthetic requirements, visible stormwater drainage pipes were designed with a uniform diameter of 300 mm along the entire pipeline length and were installed parallel to the edge of the bridge deck using both horizontal and vertical anchors [13].

However, operational experience has shown that even modern drainage systems require continuous maintenance. More than a decade of service upon the rehabilitation, drainage inlets and expansion joints are subject to deformation, while sediment accumulation within the treatment filters has reduced their hydraulic capacity and treatment efficiency (Figure 5).

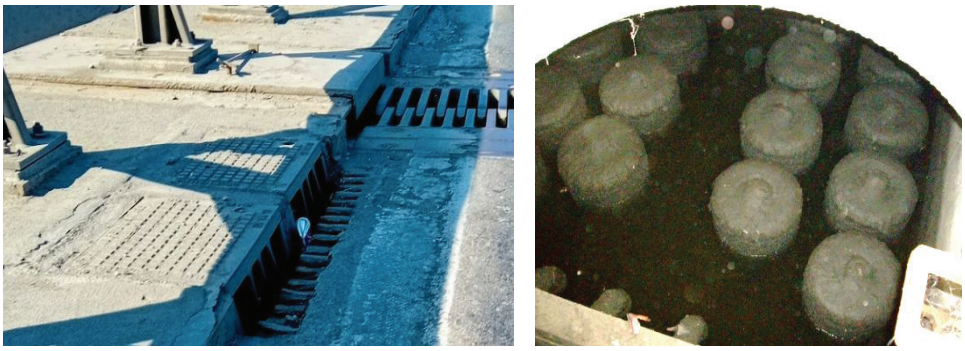


Figure 5: Gazela Bridge 12 years after the rehabilitation: deformed drainage inlets and expansion joints (left); sediment-clogged filters in the stormwater treatment facility (right)

3.3. ADA CIGANILIJA BRIDGE

The drainage system of the Ada Ciganlija Bridge was designed using the experience gained from previous bridge drainage projects. However, unlike the rehabilitation of the Gazela Bridge, the hydraulic capacity of the drainage inlets was not verified through laboratory testing. Instead, inlet capacities were estimated on the basis of previously obtained experimental data.

Immediately before the bridge was opened to traffic, modifications were introduced that were not compatible with the originally designed drainage system. Specifically, New Jersey concrete barriers were installed to improve traffic safety. However, this intervention left the drainage inlets on the opposite side of the barriers from several traffic lanes, preventing runoff from those lanes from reaching the inlets. Consequently, the drainage system is unable to collect runoff from the full width of the bridge deck as originally intended. Moreover, even the remaining functional inlets have not been adequately maintained, further reducing the overall efficiency of the drainage system (Figure 6).

Figure 6: Unmaintained drainage inlets on the Ada Ciganlija bridge

During operation, additional deficiencies have been observed in several components of the drainage system, particularly the pipes, pipe connections, clamps, and anchor supports (Figure 7). These problems may be attributed, at least in part, to insufficient care in the procurement, quality control and installation of drainage system components, including drainage inlets, pipes, pipe supports, and associated fittings. As a result, the quality and long-term performance of the installed components were not adequately verified. These observations highlight the importance of rigorous supplier selection, quality assurance during procurement and construction, and regular inspection and maintenance of the entire drainage system throughout its service life.

Figure 7: Unsatisfactory condition of drainage system components on the underside of the Ada Ciganlija Bridge structure

3.4. OSTRUŽNICA BRIDGE

Engineering designs for the Ostružnica Bridge included an integrated system for the collection, conveyance, and treatment of surface runoff, incorporating facilities for protection against accidental pollution events. However, the system was not implemented in its entirety because the investor and contractor modified the originally designed and approved technical solution during construction. Consequently, the drainage system was not completed in accordance with the original design concept, and the bridge currently lacks several components intended to ensure environmental protection and pollution control.

4. OPERATIONAL PROBLEMS – THE EXAMPLE OF THE GAZELA BRIDGE

The operational problems on the Gazela Bridge result both from deterioration accumulated before rehabilitation, when the bridge lacked an adequate drainage system, and from the issues that emerged during the post-rehabilitation operation. Before rehabilitation, decades of uncontrolled runoff containing de-icing chemicals and traffic-related pollutants accelerated corrosion and material degradation of both the steel and reinforced-concrete structural elements.

The exceptionally high traffic volume of approximately 200,000 vehicles per day, including heavy trucks and buses, inevitably contributes to structural deformation. This is a permanent challenge for stormwater drainage even after rehabilitation, since bridge deflections periodically reduce drainage efficiency. Although the rehabilitation reduced the vertical displacement at the crown of the central steel span from more than ±50 cm before to approximately ±14 cm (Figure 8), these deformations continue to significantly affect drainage both on the bridge deck pavement and in the pipeline. On the pavement, bridge deflection decreases the longitudinal roadway slope, resulting in lower surface flow velocities toward the inlets and greater water depths during storms. Consequently, traffic safety is adversely affected by an increased risk of hydroplaning.

The drainage pipes undergo the same deformations as the bridge structure as they were installed parallel to the edge of the bridge deck to satisfy aesthetic requirements. This reduces the pipeline gradient, particularly near the crown of the central span where it is already relatively small, possibly decreasing below the minimum required for self-cleansing flow conditions. Hydraulic analyses for a 10-year return period design storm [14] showed that the average bridge deflection of 14 cm reduces flow velocities in the drainage pipes by approximately 10%. This can impair sediment transport and promote progressive sediment deposition, reduce hydraulic capacity and increase the risk of pipe blockage.

Field inspections have also shown that structural deformations increase maintenance requirements and can significantly impair the long-term performance of bridge drainage systems [14]. Inlets located near the bridge crown are particularly susceptible to clogging and mechanical damage. When the inlets are unable to collect runoff at their full design capacity, flow velocities in the downstream pipes may fall below self-cleansing levels, leading to sediment deposition and pipe blockage. These processes further reduce system performance and increase maintenance

demands. These problems can be mitigated through regular inspections and, where necessary, high-pressure cleaning of inlets and pipes. Pipes in critical sections may be mounted on rollers or other flexible supports to accommodate bridge deflections to a certain extent [15].

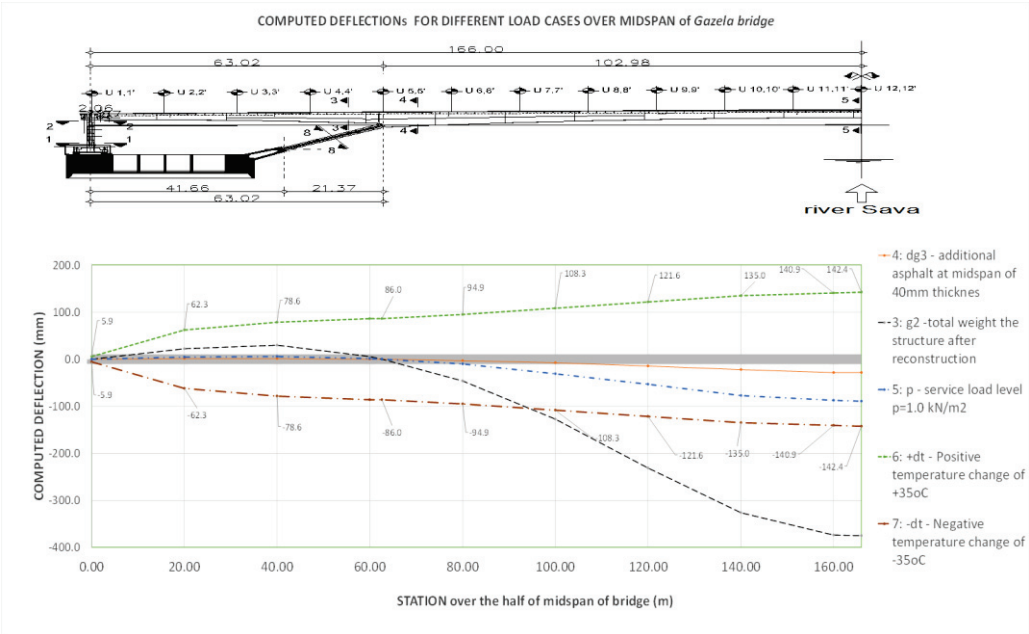


Figure 8: Deflections of the left half of the Gazela Bridge obtained from a structural model developed on the basis of field measurements [14]

5. BEYOND BRIDGE DRAINAGE: INTEGRATED STORMWATER MANAGEMENT

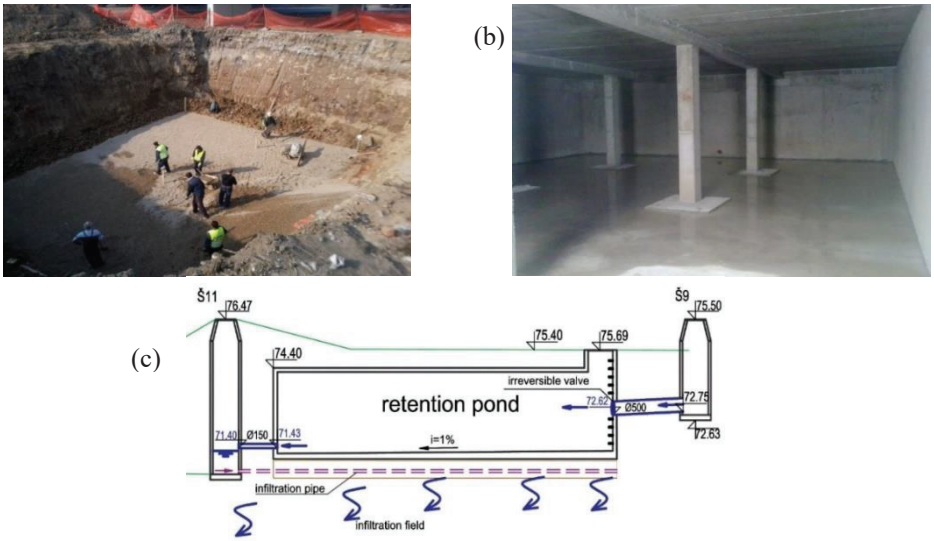
The Gazela Bridge reconstruction shows how a bridge drainage system can provide benefits beyond protecting the bridge structure and ensuring safe traffic conditions. Instead of conveying runoff directly to the sewer system or the receiving water body, the project adopted an integrated stormwater management approach combining runoff collection, treatment, retention, controlled infiltration, and reuse in line with the requirements for good status of recipients as provided by EU Water Framework Directive [16]. This concept was motivated by the limited capacity of the existing sewer network and the bridge location within the protected zone of the Belgrade water supply wells on the Sava River banks. The drainage system was therefore designed to minimize environmental impact while contributing to sustainable urban water management.

Collected through a closed drainage network, runoff is treated in a StormFilter® unit, which removes suspended solids, hydrocarbons, heavy metals, and other traffic-related pollutants [15]. To protect the sensitive groundwater source from accidental contamination, a SWERM® emergency diversion unit redirects heavily polluted runoff to a containment facility. After treatment, a portion of the runoff is discharged to the municipal sewer system, while the remaining water is conveyed to a retention and infiltration facility within the alluvial aquifer of the Sava River (Figure 10). Treated water infiltrates into the aquifer under controlled hydraulic conditions, while a part of the harvested water may be reused for non-potable purposes such as irrigation of urban green areas and street cleaning.

This example demonstrates that bridge drainage systems can function as sustainable urban water infrastructure rather than a simple conveyance system. With appropriate treatment technologies, hydrogeological investigations, hydraulic modelling, and long-term water quality

monitoring, controlled infiltration of treated runoff can contribute to groundwater recharge while reducing pollutant loads discharged into receiving waters and relieving pressure on urban sewer systems. The Gazela Bridge therefore represents an example of a multi-functional bridge drainage system that integrates structural protection, traffic safety, environmental protection, stormwater treatment, water reuse, and sustainable urban water management. It also demonstrates the importance of considering the entire urban water cycle during the design of bridge drainage systems, especially in environmentally sensitive areas or water supply protection zones.

(a) (b)



(c)

Figure 10: Retention pond as a receiving body for the Gazela Bridge drainage system: (a) during construction, (b) during operation, and (c) cross section showing redirection to the sewer system and the infiltration system [15]

6. DISCUSSION AND CONCLUSIONS

Assessment of drainage systems on the four Belgrade bridges demonstrates that their present performance reflects original design choices, subsequent modifications, structural and pavement deformation, deterioration of drainage components, and maintenance practices. The observed deficiencies therefore cannot be attributed to inadequate maintenance alone; the cases rather illustrate how the intended hydraulic performance of a bridge drainage system can progressively deteriorate during its service life.

Each bridge illustrates this differently. At Branko's Bridge, the open drainage concept contributes to structural deterioration, while pavement deformation prevents effective runoff concentration toward the drainage points. At Ada Ciganlija Bridge, installing New Jersey barriers just before opening the bridge to traffic altered original design and blocked runoff from several traffic lanes. At Ostružnica Bridge, an integrated system for runoff collection, conveyance, treatment and accidental-pollution protection was designed but was not fully implemented. These cases demonstrate that the drainage functionality can be compromised not only during operation but also during construction through design changes or incomplete implementation.

The Gazela Bridge provides an example of the interaction between structural behaviour and drainage performance. Although rehabilitation improved the drainage system and eliminated uncontrolled discharge, structural deformation continues to affect both deck drainage and the drainage pipeline. Pipes installed parallel to the bridge deck follow structural movements. For the 10-year design storm, an average bridge deflection of approximately 14 cm was found to reduce flow velocities in the drainage pipes by about 10% [14], impairing sediment transport and

increasing the risk of pipe blockage. Similarly, the bridge deck deflection reduces the longitudinal pavement slope and consequently surface flow velocities while increasing water depth which raises the risk of hydroplaning. Inlets near the bridge crown are particularly vulnerable because deformation can reduce their intended capacity to intercept runoff, further decreasing flow velocities and promoting sediment deposition. This case therefore shows that structural deformation ultimately increases the maintenance requirements, despite the adequacy of the system under the original design conditions.

The Gazela Bridge clearly demonstrates that integrated drainage and treatment systems need continued post-construction attention. A decade after rehabilitation, deformed drainage inlets, damaged expansion joints and sediment-clogged treatment filters have been observed. Maintenance must therefore go beyond just removing debris from inlets and include systematic inspection of components affected by structural movement and cleaning of treatment units. Cutting maintenance budgets for bridge drainage systems undermines the substantial investment made in their design and construction.

Because the Gazela Bridge lies within the protected zone of Belgrade's water-supply source, the system combines closed runoff collection with treatment, emergency diversion for accidental pollution, retention and controlled infiltration, and reuse of treated water. This shows that bridge drainage can support wider urban water management system when the environmental sensitivity is considered at the design stage. However, environmental performance of such a system depends on maintaining the hydraulic and treatment functions throughout the service life.

Overall, the four bridges indicate that the long-term drainage performance is a life-cycle issue rather than just a design problem. Functionality can be lost through inadequate original design, modifications introduced during construction or operation, incomplete implementation, structural and pavement deformation, deterioration of components, clogging and sediment accumulation, and insufficient maintenance. Although these failure mechanisms differ, they lead to the same outcome: the operating conditions of the drainage system may no longer correspond to the hydraulic and environmental conditions assumed during design.

Based on the experience from the four bridges, the following conclusions can be drawn:

1. The present condition of bridge drainage systems is the result of their entire service history, since drainage performance may be compromised at different stages, from design and construction to operation and maintenance.
2. Structural deformation can measurably affect the hydraulic performance of bridge drainage. For the Gazela Bridge, an average deflection of approximately 14 cm was found to reduce flow velocities in the drainage pipes by about 10% for the 10-year return period design storm [14].
3. Changes to the system configuration can invalidate an otherwise adequate drainage concept, as demonstrated by the Ada Ciganlija and Ostružnica bridges, implying that drainage functionality needs to be verified after construction and after any subsequent modification.
4. Maintenance requirements should be based on observed hydraulic and structural performance. The Gazela case shows that inspection should cover not only inlet and pipe clogging but also deformation and damage of drainage components and sediment accumulation in treatment facilities. Maintenance measures such as high-pressure cleaning and the use of supports capable of accommodating structural movement may be required [14,15].
5. In environmentally sensitive locations, bridge drainage should be treated as part of integrated water management. The Gazela drainage system demonstrates the potential for combining runoff collection, treatment, emergency pollution control, retention, controlled infiltration and water reuse. However, its long-term environmental benefits depend on maintaining the hydraulic and treatment performance of the system.

REFERENCES

[1] Young, G. K., Walker, S., Chang, F. (1993) Design of bridge deck drainage: HEC 21, US Federal Highway Administration, Office of Technology Applications, Report no. FHWA-SA-92-010, https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/745

[2] Shahandashti, M., Chao, S.-H., Fang, N., Bani-Hani, A., & Baral, A. (2021) *Synthesis: Bridge Deck Drains*. TxDOT Report 0-7092-, The University of Texas at Arlington Department of Civil Engineering. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/58700

[3] Akhnoukh, A., & Seracino, R. (2024). Design and Construction Practices for Efficient Bridge Deck Drainage. In T. Leathem, W. Collins, & A. Perrenoud (Eds.), Proc. 60th Annual Associated Schools of Construction Int. Conf., pp. 813–803. https://doi.org/10.29007/nt78

[4] Kilgore, R., Atayee, A.T., Herrmann, G. (2024) Urban Drainage Design, 4th edition, HEC 22, US Federal Highway Administration, Report no. FHWA-HIF-24-006, https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_arc.cfm?pub_number=22&id=189

[5] National Highways. (n.d.). Design Manual for Roads and Bridges (DMRB). Department for Transport; Standards for Highways. https://www.standardsforhighways.co.uk/dmrb

[6] JP Putevi Srbije (2012) Priručnik za projektovanje puteva u Republici Srbiji (Manual for Road Design in Serbia, in Serbian), Public Enterprise "Roads of Serbia", https://www.putevi-srbije.rs/index.php/en/srdm-manual-for-roads-designing

[7] Despotović J., Stefanović N., Pavlović D. and Plavšić J. (2005) Inefficiency of urban storm inlets as a source of urban floods. *Water Science and Technology*, 51(2), 139-145.

[8] UKWIR (2023) 23/SW/01/27 – Modelling Sewer Inlet Capacity Restrictions. Prepared by HR Wallingford and University of Sheffield. UK Water Industry Research Ltd., London, UK.

[9] Despotović J., Plavšić J., Jaćimović N. (2008) Surface runoff and safety factors for the vehicle and pedestrian street traffic, 11th Int. Conf. on Urban Drainage, Edinburgh, UK, pp. 1-8.

[10] Křivý, V., Kubzová, M., Konečný, P., & Kreislová, K. (2019) Corrosion Processes on Weathering Steel Bridges Influenced by Deposition of De-Icing Salts. *Materials*, *12*(7), 1089. https://doi.org/10.3390/ma12071089

[11] Rosso, B., Vezzaro, L., Bravo, B., et al. (2024) From the highway to receiving water bodies: identification and simultaneous quantification of small microplastics (< 100 μm) in highway stormwater runoff. *Environmental Science and Pollution Research*, 31(52), 61845–61859. https://doi.org/10.1007/s11356-024-35302-6

[12] Smith, K.P., Sorenson, J.R., and Granato, G.E., (2018) Characterization of stormwater runoff from bridge decks in eastern Massachusetts, 2014–16: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2018–5033, 73 p., https://doi.org/10.3133/sir20185033

[13] Despotović J., Josipović S., Ivančević N., Živanović V., Dulić P. and Nikoletić S. (2010) Main design project of storm water system and treatment of runoff at the Gazela bridge over the Sava River on the section of E75 Highway through Belgrade (in Serbian). Mostprojekt Co., Cekibeo Co. and Faculty of Civil Engineering, Belgrade.

[14] Despotović, J., Đukić, A., Plavšić, J., Mišković, Z., Babić, B., Govedarica, O., & Pavlović, D. (2026) Managing and maintaining stormwater drainage system of the revitalised Gazela bridge over the Sava River in Belgrade. *Put i Saobraćaj*, 121. DOI: 10.31075/6SKP.12

[15] Despotović J., Plavšić J., Živanović V., Jakovljević N. (2013) The storm water drainage and treatment systems at the Gazela bridge in Belgrade, Serbia - A case study, International Conference on Modern Technologies in Urban Drainage NOVATECH, Lyon

[16] European Parliament & Council. (2000) Directive 2000/60/EC of the European Parliament and of the Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. Official Journal of the European Communities, L327, 1–73.

Sponzori kongresa

Congress Sponsors

Platinasti sponzori

Platinum Sponsors

ŠIRBEGOVIĆ®

FIRMA KOJA GRADI FIRME

Izgrađenih preko 6.000 objekata i preko 12 miliona m² prostora.

Sjedište kompanije **Širbegović Inženjering d.o.o.** nalazi se u Gračanici, Bosna i Hercegovina, sa podružnicama u Hrvatskoj, Srbiji i Crnoj Gori.

Osnovna djelatnost kompanije je projektovanje, inženjering te proizvodnja, transport i montaža prefabrikovanih armirano-betonskih i prednapregnutih konstrukcija koje imaju široku primjenu u izgradnji komercijalnih objekata, infrastrukture kao i stambenih objekata.

Tokom dosadašnjeg poslovanja kompanija **Širbegović Inženjering d.o.o.** je izgradila preko 6.000 objekata, odnosno preko 12 miliona m^2 prostora i time zasluženo postala jedna od vodećih građevinskih kompanija na regionalnom tržištu. Kvalitet, brzina izvođenja radova, mogućnost gradnje kompleksnih objekata, iskustvo u pronalaženju tehničkih rješenja, maksimalno poštivanje rokova i cjelovita ponuda aduti su koji stvaraju našu ključnu konkurentnu prednost.

Instalirani proizvodni kapaciteti omogućavaju izgradnju cca 800.000 m^2 betonskih konstrukcija godišnje te su u stanju zadovoljiti potrebe najzahtjevnijih kupaca.

Širenjem i stalnim unapređenjem asortimana proizvoda i usluga kompanija **Širbegović Inženjering d.o.o.** nastoji zadovoljiti stalne kupce i poslovne partnere, privući nove i čvrsto se pozicionirati na novim tržištima.

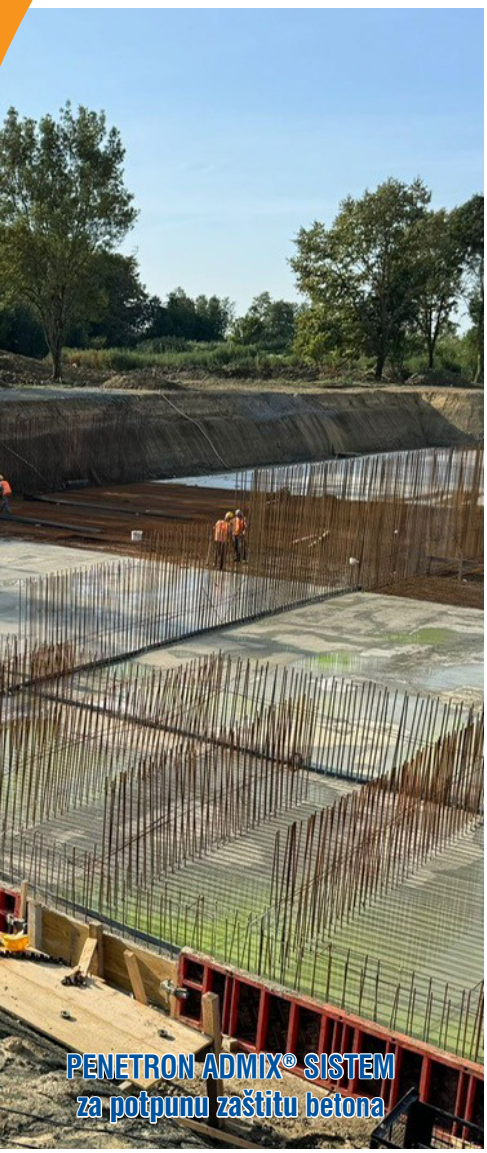
Uz ovakve reference kompanija **Širbegović Inženjering d.o.o.** zaslužno uživa puno povjerenje kupaca, kao i cjelokupne društvene zajednice.

Branilaca grada bb
75 320 Gračanica
Bosna i Hercegovina
T: 00387 35 700 000
F: 00387 35 700 979
info@sirbegovic.com

www.sirbegovic.com

PENETRON®

TOTAL CONCRETE PROTECTION



PENETRON INTERNATIONAL je priznat kao svetski lider u tehnologiji razvoja kristala u betonu, sa primenom u oblasti hidroizolacije, zaštite i sanacije.

Sa sedištem u Orlandu, Florida, SAD, kompanija je osnovana krajem 70-tih godina prošlog veka, a tokom ovih pet decenija **PENETRON®** proizvodi su izgradili svoju svetsku reputaciju, pokrivajući čak i najzahtevnije projektne specifikacije širom sveta, u više od 100 zemalja. U kontekstu globalnog razvoja, u novembru 2006. godine, u Atini je osnovano preduzeće **PENETRON HELLAS S.A.**, kao podružnica brenda **PENETRON INTERNATIONAL**. Ovo novo preduzeće dobilo je zaduženje da distribuira **PENETRON®** proizvode, ali i da razvija tehničku podršku tehnologijama kompanije na području Jugoistočne Evrope.

PENETRON HELLAS S.A. sa zadovoljstvom obeležava 20 godina od svog osnivanja 2006. godine, ostajući verna viziji matične kompanije **PENETRON INTERNATIONAL** u pogledu ponude visokokvalitetnih hemijskih proizvoda za građevinarstvo, uz neophodnu tehničku podršku inženjerima i tehničarima. **PENETRON HELLAS S.A.** takođe nastavlja ka cilju uspešnog razvoja kompanije u zoni svoje odgovornosti, na području Jugoistočne Evrope.

Od 2016. godine, **PENETRON HELLAS S.A.** organizuje za tehnička lica brojne edukativne seminare u prostorijama **Centra za obuku i tehničku podršku** u Aharnesu, Atina, ali i naučnu saradnju širom celog regiona Jugoistočne Evrope.

www.penetron.gr • www.penetron.com • Penetron Hellas

5 uspešnih decenija na svetskom tržištu

Na nivou tehnologije, kompanija je razvila **PENETRON®** proizvode zasnovane na razvoju kristala, čija je namena hidroizolacija, zaštita i trajnost betonskih konstrukcija, i koji su postali primarni izbor u pogledu kvaliteta i prihvaćenosti širom sveta. **PENETRON ADMIX® P** je unapređeni, hemijski aktivni dodatak za beton sa kristališućim dejstvom, namenjen za upotrebu sa standardnim cementima, kao i sa novim cementima sa smanjenim ugljeničnim otiskom. Istovremeno je razvijen odgovarajući asortiman proizvoda za popravku i obnovu postojećih konstrukcija, ali i prateći sistemi, kao što su ekspandirajuća **PENEBAR™** traka za radne spojeve, ali i endo-hemijski tečni sistemi **PENESEAL FH™** i **PENESEAL™ PRO**, namenjeni industrijskim podovima i „aktivnoj" hidroizolaciji betona.

Za sve ove napredne tehnologije sa inovativnim karakteristikama i svojstvima, kompanija **PENETRON**, uzimajući u obzir „zeleni" razvoj i održivost, potvrđuje da su obuhvaćene nizom sertifikata koji podržavaju ekologiju i zaštitu životne sredine, ali i poštovanje bezbednosti zaposlenih.

U kategoriji „tečnih membrana", namenjenih hidroizolaciji prostorija i konstrukcija, elastični sistemi **SEALCOAT™** i **PENECOAT™** tokom poslednje decenije dinamično su učvrstili svoju poziciju na ovom posebno rastućem tržištu.

PENETRON se ovde ne zaustavlja, već globalno nastavlja sa razvojem novih kategorija, kao što su sistemi **PENETRON BIOMIC** i **PENETRON ARC**, namenjeni za zaštitu od izrazito korozivnog okruženja u postrojenjima za biološki tretman otpadnih voda, ali i za zaštitu betona u proizvodnji biogasa.

PENETRON HELLAS S.A. dinamično napreduje u svim oblastima i beleži rast, naročito u poslednjih pet godina, na području jugoistočne Evrope, sa dvocifrenim procentom.

PENETRON®
TOTAL CONCRETE PROTECTION

PENETRON DISTRIBUTER U SRBIJI

NIVO 381®

Tel.: +381 62 351 184
email: a.dragicevic@nivo381.rs
www.nivo381.rs

KRISTALIŠUĆI DODACI

SANACIJA I ZAŠTITA

KRISTALIŠUĆI MALTERI

ELASTIČNA HIDROIZOLACIJA

ZAŠTITA PODOVA

PUT INŽENJERING

OD PROJEKTA DO MONTAŽE

TRADICIJA. ZNANJE. ISKUSTVO.
POUZDANOST.

01 PROJEKTOVANJE

Inženjerska rešenja po najvišim standardima kvaliteta.

02 PREFABRIKACIJA

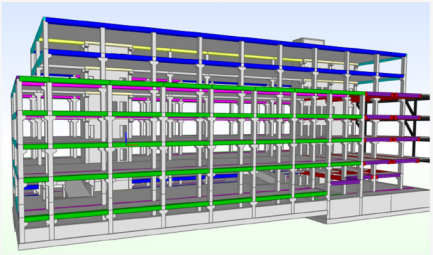
Proizvodnja u kontrolisanim uslovima uz primenu savremene tehnologije.

03 TRANSPORT

Bezbedan i pouzdan transport do gradilišta u dogovorenim rokovima.

04 MONTAŽA

Brza i efikasna montaža od strane iskusnih i stručnih timova.



Niš
Ruzmarina 25
+381 18 215 355

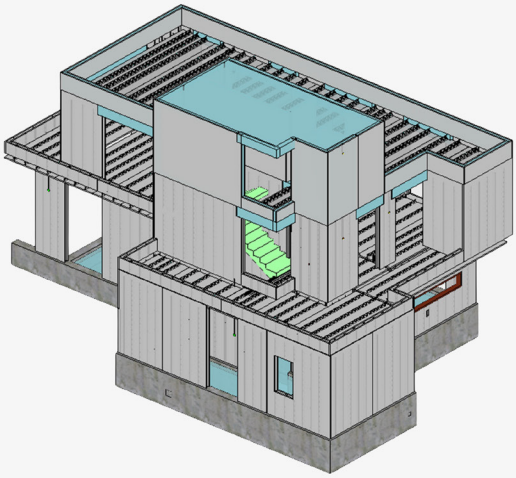
Nova Pazova
Prva centralna radna 3
+381 22 215 22 25

Krško
Velika vas pri Krškem
+386 8 20 10 375

www.putinzenjering.com
www.mobeco.si

INOVACIJE & DOSTIGNUĆA

NOVE TEHNOLOGIJE. VIŠI STANDARDI. VEĆA VREDNOST.



MOBECO

DUPLI ZIDOVI

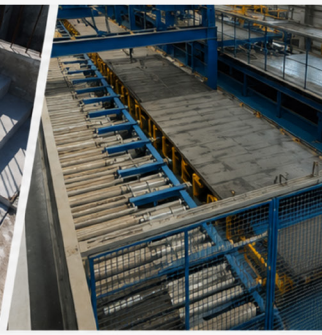
Nova generacija prefabrikovanih zidnih sistema.

- Odlična toplotna i zvučna izolacija
- Brža i preciznija montaža
- Visoka nosivost i trajnost
- Idealno rešenje za stambene i industrijske objekte

PREFABRIKOVANE STEPENICE

Funkcionalnost. Bez kompromisa.

- Visoka preciznost izrade
- Brza ugradnja
- Estetika i sigurnost
- Prilagođeno svim projektima



www.putinzenjering.com | www.mobeco.si

UTIBER
PROJECT BIRO

UTIBER

Viaduct Vrbas at km 117+155 m

Contract: Consultancy services for supervision of the reconstruction and modernization of railway line Novi Sad – Subotica – State border (Sector 3)

Client: Ministry of Construction, Transport and Infrastructure

Employer: JSC for the Management of Railway Infrastructure "Infrastructure Railways of Serbia"

UTIBER
PROJECT BIRO

Bridge over Sava River in Sremska Rača
Contract: Consultancy services for supervision of Detailed Regulation Plan, Design and implementation of Sremska Rača – Kuzmin highway and bridge over Sava river
Client: Ministry of Construction, Transport and Infrastructure **Investor:** Public Enterprise "Roads of Serbia", Republic of Serbia

Viaduct Čortanovci at km 59+159,40
Contract: Consultancy services for supervision of the Hungarian-Serbian railway Project on the territory of Republic of Serbia, Sector 2 Stara Pazova - Novi Sad
Client: Ministry of Construction, Transport and Infrastructure **Employer:** JSC for the Management of Railway Infrastructure "Infrastructure Railways of Serbia"

Ecoduct at km 137+300

Gallery at km 78+377

Contract: Consultancy services for supervision of the reconstruction and modernization of railway line Novi Sad – Subotica – State border (Sector 3)
Client: Ministry of Construction, Transport and Infrastructure **Employer:** JSC for the Management of Railway Infrastructure "Infrastructure Railways of Serbia"

Project Biro Utiber (PBU) is established in June 2014 by renowned Hungarian company Utiber Közúti Beruhazo Ltd. With support and knowhow of its mother company and by acquiring wide pool of experts, PBU strongly established itself on the market, participating in various domestic and internationally funded projects. Among our Clients are: Ministry of Construction, Transport and Infrastructure, Public Enterprise "Roads of Serbia", Koridori Srbije, EU delegation, IBRD, EIB...

Main activities performed by UTIBER are providing all kinds of consulting engineering services in the field of transport and infrastructure systems (roads, railways, airports, water systems), especially under FIDIC contracts conditions, and production of technical documentation in the field of civil engineering including related infrastructure, with all the accompanying studies.

UTIBER PROJECT BIRO

UTIBER

PROJECT BIRO **UTIBER d.o.o.**
Temerinska 76 21138 Novi Sad Srbija Tel: +381 21 537 341 www.utiber.rs

POWERCHINA

Building Serbia's Future Infrastructure

Supporting Serbia's modernization through world-class infrastructure, innovation, and long-term commitment.

2025 ANNUAL RANKINGS

FORTUNE GLOBAL 500

#100

ENR TOP 250 GLOBAL CONTRACTORS

#6

OPERATIONS IN

130+

COUNTRIES AND REGIONS

POWERCHINA

GLOBAL EXPERTISE • LOCAL COMMITMENT

POWERCHINA Serbia Representative Office
Omladinskih brigada 88b, Building 1500 Tulip, 1st floor,
Airport City, 11070 Novi Beograd, Belgrade

Email: yangbo@powerchina-intl.com
Website: www.powerchina.cn

POWERCHINA IN SERBIA

中国电建 POWERCHINA

Delivering Landmark Infrastructure for a Sustainable Future

Serbia National Football Stadium Project

The National Football Stadium is one of Serbia's landmark public infrastructure projects, designed to accommodate 52,000 spectators. The stadium features a 294 m-diameter circular structure, is designed in accordance with European standards and FIFA/UEFA requirements, and incorporates over 16,742 m² of facade, creating a distinctive venue for international sporting and cultural events.

EXPO Belgrade Project

The EXPO Belgrade Project is one of Serbia's largest public infrastructure developments, covering 1.06 million m². The project comprises a 172,000 m² exhibition centre, seven exhibition halls, extensive outdoor exhibition areas, and supporting public facilities. It is expected to host participants from more than 130 countries and regions, contributing to Serbia's international profile and long-term urban development.

Saraorci Photovoltaic Project

Located in Smederevo, the 11.9 MWp Saraorci Photovoltaic Project covers around 14 hectares and entered operation in May 2024. Equipped with high-quality Chinese solar components, inverters and transformers, the plant generates about 16 million kWh of green electricity annually, serving 2,500 households and supporting Serbia's clean energy transition.

Belgrade Bypass Project

The Belgrade Bypass Project extends 20.34 km, connecting the E70 and E75 motorways around Belgrade. Comprising 22 bridges, 4 tunnels, and 3 interchanges, with bridges and tunnels accounting for 40% of the route, it represents one of the most challenging highway infrastructure projects in the Balkan region. Completed in 2025, it strengthens regional connectivity and supports Serbia's long-term transport development.

Water Resources and Hydropower | New Energy | Infrastructure Construction | Water Resources and Water Environment Treatment | Extra-High Voltage and Power Grid | Mining | Investment Operation

20 GODINA U SRBIJI,
SPREMNI NA SVE.

OVDE SADA

GENERALI

generali.rs

PENTA
GE. CO. CONSTRUCTION

PENTA GRADI
OD IDEJE DO REALIZACIJE

Penta Ge.Co. Constraction je deo KMZ Grupe. Naša istorija datira od 2007. godine i osnivanja Martini Gradnje (sada poznatog kao MG Precast) - vodećeg proizvođača montažnih betonskih konstrukcija u Adria regionu.

Mi smo generalni izvođač po sistemima ’ključ u ruke’,'projektuj i izgradi' i ’jedinica mere’, sa sedištem u Beogradu, Srbija. Penta Ge.Co. specijalizovana za industrijske objekate sa sve većim fokusom na stambene i komercijalne projekte. Naše iskustvo seže od složenih industrijskih objekata i infrastrukturnih projekata, do visoko sofisticiranih poslovnih i stambenih projekata, širom Srbije.

Pivljanina Baja 9, Savski venac, Beograd

PENTA
GE. CO. CONSTRUCTION

Generalni izvođač radova po sistemima “ključ u ruke”, “projektuj i izgradi” i “jedinica mere”

Sa fokusom na preciznost, efikasnost i održivost, gradimo:

- Stambeno – poslovne objekte
- Poslovne objekte
- Retail parkove
- Industrijske objekte
- Logističke centre
- Poslovno – logističke centre
- Komercijalne objekte
- Hladnjače
- Infrastukturne projekte – mostove
- Rekonstrukcije postojećih objekata

Posvećeni smo održivom razvoju i društvenoj odgovornosti i aktivno radimo na unapređenju ekoloških praksi u našim projektima.

Naš tim iskusnih inženjera i arhitekata predan je ostvarenju vaših građevinskih ciljeva, postavljajući nove standarde u građevinskoj industriji.

Naša kompanija trenutno broji više od 50 zaposlenih.

40+ projekata

50+ zaposlenih

500.000+ kvadratnih metara

Zlatni sponzori

Gold Sponsors

ProClub

Structural design, consulting, engineering

Znanje, iskustvo i posvećenost pružaju osećaj neograničene slobode u obavljanju posla.

Veliko je zadovoljstvo raditi kao da ništa nije nemoguće, ništa nije nedostižno, ništa nije nerešivo ...

Trg Nikole Pašića 7, Beograd, Srbija
+381 11 4022192 +381 11 4022193
office@proclub.rs www.proclub.rs

Softveri za projektovanje i upravljanje

Od projektovanja do upravljanja — sve što vam treba na jednom mestu. Softveri koji štede vaše vreme i omogućavaju optimalno organizovan proces izrade projekata iz oblasti **visokogradnje** i **niskogradnje**.

SOFiSTiK

IDEA StatiCa®

AUTODESK

STUDIOARS

GRAITEC

liNear®

FOCUS COMPUTERS

FOCUS-COMPUTERS.COM

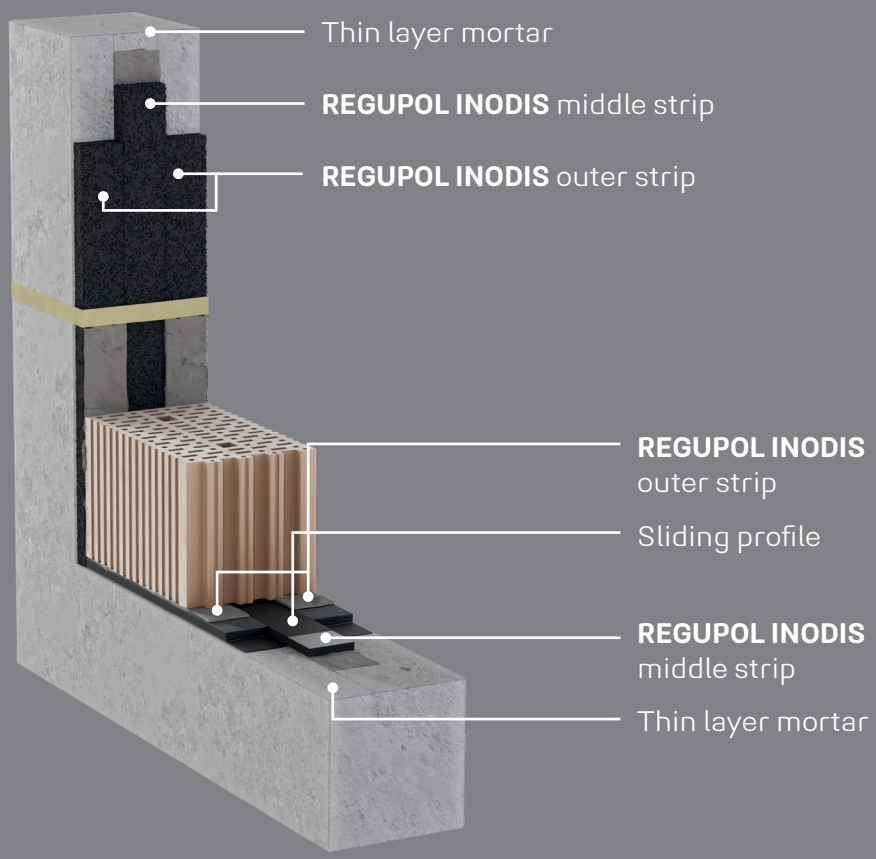
office@focus-computers.rs

+381 64 845 12 32 | +381 (11) 40 833 70

REGUPOL

REGUPOL INODIS

SIMPLE INSTALLATION, MAXIMUM SAFETY



FEATURES & BENEFITS

- Saving lives
- Prevention of structural damage
- Cost reduction
- Simple design
- Easy installation
- Recycled materials

Interstory drift higher than 2 %

acoustics.regupol.com

MI GRADIMO POMOĆU DRVETA, BETONA I PODATAKA.

Jer gradilište budućnosti je digitalno.
To pokazuju brojni inovativni projekti unutar STRABAG-a.

STRABAG
WORK ON PROGRESS

PERI

Oplate
Skele
Inženjering

www.peri.rs

INŽENJERSKA REŠENJA KOJA OBLIKUJU SAVREMENU URBANU GRADNJU

Delta District, Beograd

fischer

Construction Monitoring.

Greatness is built on great solutions.

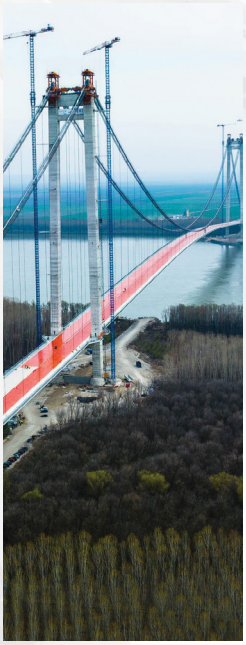
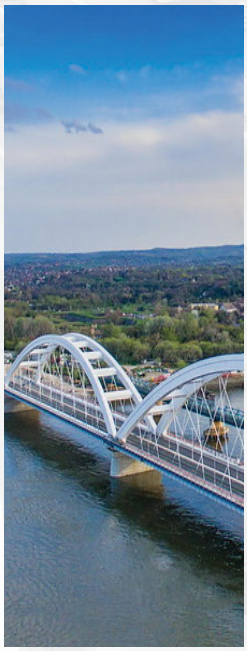
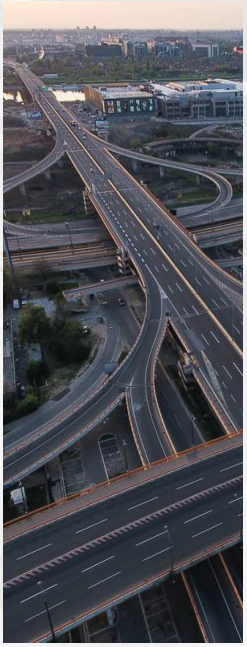
www.fischer-international.com

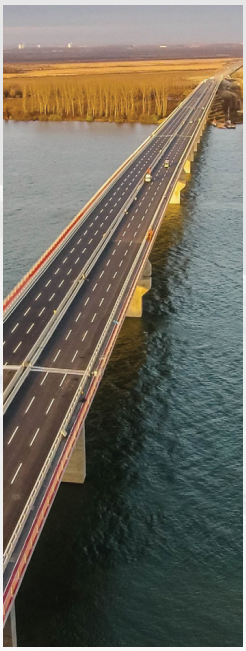
NESHVYL

INOVATIVNA REŠENJA ZAŠTITE

VIZIJA POSVEĆENOST DOSLEDNOST KOMPETENCIJA

U vremenu kada infrastrukturni projekti predstavljaju strateški prioritet razvoja, izbor kompanije koja razume kompleksnost savremenog građenja postaje ključna odluka.



Tri i po decenije iskustva potvrdile su da se trajnost objekta ne bira samo proizvodom, već pravilnim tehničkim rešenjem. Zato već 35 godina stojimo uz projektante i izvođače kao stručan i pouzdan partner.

35 GODINA POVERENJA

Žarkovačka 38, Beograd | **www.neshvyl.com** | **011/3559856 063/220937**

delta inženjering

ISKUSTVO, STRUČNOST, TRADICIJA

Već **37 godina** stvaramo vrednosti koje ostaju

North tangent Belgrade internal ring road, L=22 km, with 1481 m Zemun – Borca, prestressed concrete continous girder bridge over Danube river

CHINA ROAD AND BRIDGE CORPORATION

Bar – Boljare highway, section Smokovac – Matesevo L=41 km, Montenegro, 18 km tunnels, 7 km bridges, with Moračica bridge, L=960m

Peljesac bridge with access roads project, L=3940 m, Croatia, with extrados bridge L=2404 m, 6 towers, spans 285 m, piles Lmax=136 m (70% piles are more than 100 m)

Novi Sad - Ruma route, L=47.7 km, tunnel "Iriški venac", L=3536 m

WJE | ENGINEERS
ARCHITECTS
MATERIALS SCIENTISTS

Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc.

Wiss, Janney, Elstner Associates
330 Pfingsten Road
Northbrook, IL 60062 USA

Srebrni sponzori

Silver Sponsors

PRO ING

office@pro-ing.rs
+381 (21) 489 4200
www.pro-ing.site
Bulevar Mihajla Pupina 3/II, 21000 Novi Sad, Serbia

ENERGOPROJEKT
ENTEL A.D.

75 godina iskustva u projektovanju i pružanju konsultantskih usluga

Energija | Voda | Životna sredina | IKT

www.ep-entel.com

Beograd • Doha • Dubai • Abu Dabi • Maskat • Damam • Manama

FREYSSINET SERBIA

Your specialist partner to build and repair

www.freyssinet.rs

serbia@freyssinet.com

Vaš BIM partner u digitalizaciji

Baldinistudio International

Ovlašćeni distributer softverskih rešenja za arhitektonske, konstrukterske i mašinske timove.

Od izbora alata do uvođenja BIM načina rada – korak po korak, zajedno.

SOFTVERSKI PORTFOLIO

Allplan	Scia	Frilo
GEO5	Allto	BricsCad
Parabuild	Lumion	SketchUp
Rhino	V-Ray	AX3000
Vrex	CDS	Bluebeam
Solibri	Spacewell	

kompletna ponuda

SOFTVERI

BIM platforme za AEC industriju.

EDUKACIJA

LearnBIM platforma i buildingSMART sertifikacija.

IMPLEMENTACIJA

BIM konsalting i uvođenje procesa prilagođeno vašem timu.

www.baldinistudio.rs office@baldinistudio.rs +381 60 33 60 620

asmec

consultants d.o.o.

CONSULTING ENGINEERS AND PROJECT MANAGERS

Projects across Serbia, Europe, Africa and Asia

ENGINEERING ACROSS SECTORS

From concept and detailed design to supervision and project management

Structural | Mechanical | Electrical | Design Supervision | Project Management

www.asmecbg.com

Železničko-drumski Most preko Dunava u Novom Sadu

Priznanje DGKS za najbolje stručno ostvarenje u oblasti građevinskog konstrukterstva za 2018-2019 godinu

Konstrukcija stanične zgrade železničke stanice "BEOGRAD CENTAR"

Priznanje DGKS za najbolje stručno ostvarenje u oblasti građevinskog konstrukterstva za 2022-2023 godinu

DEL ING

DEL ING DOO BEOGRAD

projektovanje, inženjering, konsalting

HQ: 11070 Beograd, Omladinskih brigada 43

PP: 11030 Beograd, Jastrebovljeva 25

tel: +381.11.3541120, 3541573, 3549289

email: office@deling.rs,

www.deling.rs

Kula i tržni centar - WEST 65 u Beogradu

Priznanje DGKS za najbolje stručno ostvarenje u oblasti građevinskog konstrukterstva za 2020-2021 godinu

Sa Vama i za Vas

NA TRŽIŠTU PREKO 30 GODINA

NORTH Engineering d.o.o.
Park Rajhl Ferenca 7, 24000 Subotica
Tel.: +381 (0) 24 623 000
Fax: +381 (0) 24 623 006
e-mail: office@north-eng.com
http://www.north-eng.com

d.o.o. za projektovanje, inženjering, istraživačko - razvojni rad i obradu podataka Subotica

"NORTH Engineering" d.o.o. je preduzeće osnovano 22.05.1990. koje se bavi: projektovanjem, vršenjem stručnog nadzora nad izvođenjem objekata, vođenjem stručnih poslova investitora, konsaltingom, inženjeringom i izvođenjem radova.

"NORTH Engineering" d.o.o. is a company founded on 22.05.1990. which deals with: designing, supervision, managing Investors needs, consulting, engineering and performing execution works.

PROIZVODNI OBJEKTI / PRODUCTION BUILDINGS
"Atlantic Štark" d.o.o. - Beograd - Proizvodni kompleks sa pratećim sadržajima

PROIZVODNI OBJEKTI / PRODUCTION BUILDINGS
"Toyo Tire Serbia" d.o.o. - Japan - Inđija - Centar za inovacije

SKLADIŠNI OBJEKTI / WAREHOUSE BUILDINGS
"Agromarket Logistic" d.o.o. - Kragujevac - Distributivni centar

JAVNI OBJEKTI / PUBLIC BUILDINGS
Opšina Bačka Topola - Zatvoreni bazen sa pratećim sadržajima

ЦЕНТАР ЗА КОНСТРУКЦИЈЕ ДОО

Адреса: Трг цара Јована Ненада 15/9, Суботица	Шифра делатности: 7120
Телефон: (+381) 066-802-51-56; (+381) 066-802-51-57	ПИБ: 110 102 032; МБ: 212 978 10
Мејл адреса: office@cks.rs Web: www.cks.rs	Текући рачун: 160-483867-80

- Дијагностика стања конструкција
- Специјалне услуге у области пројектовања и изградње конструкција
- Пројекти санације конструкција
- Испитивање конструкција високоградње и мостова

INSTITUT ZA BETON

Beograd
Institut za beton

Pouzdano ispitivanje. Sigurna gradnja.

ISPITIVANJE GRAĐEVINSKIH MATERIJALA
(beton, cement, agregat)
U skladu sa važećim standardima **SRPS, EN i ASTM**

ISPITIVANJE GRAĐEVINSKIH KONSTRUKCIJA
Ocena stanja i sigurnosti postojećih konstrukcija

KONTROLA KVALITETA GRAĐEVINSKIH MATERIJALA
Agregat, cement, armatura, aditivi i drugi materijali

TERENSKA I LABORATORIJSKA ISPITIVANJA
Brza i tačna ispitivanja na gradilištima i u laboratoriji

STRUČNA MIŠLJENJA I TEHNIČKA PODRŠKA
Podrška projektantima, izvođačima i investitorima

- *AKREDITOVANA LABORATORIJA*
- *SAVREMENA OPREMA*
- *STRUČAN I ISKUSAN TIM*

INSTITUT ZA BETON DOO
Prizrenska 28
11080 Zemun, Srbija

+381 64 586 87 88

office@institutzabeton.rs

www.institutzabeton.rs

KVALITET KOJI GRADI POVERENJE. ISPITIVANJE KOJE OBEZBEĐUJE TRAJNOS.

МАШИНОПРОЈЕКТ КОПРИНГ

Акционарско друштво за консалтинг, пројектовање и инжењеринг

Добрињска 8а, Београд; Тел. +381 11 3635 700; Email: office@masinoprojekt.co.rs; www.masinoprojekt.co.rs

СПРЕГ

ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ИНЖЕЊЕРИНГ У ОБЛАСТИ ГРАЂЕВИНАРСТВА

Цара Душана 1, Аранђеловац
Булевар краља Александра 455, Београд

034/703-076 | office@spreg.rs | www.spreg.rs

SIKA.RS

25 GODINA GRADIMO VIŠE OD OBJEKATA – GRADIMO POVERENJE KOJE TRAJE.

Kroz inovativna rešenja i posvećenost kvalitetu, zajedno stvaramo temelje za sigurnu i održivu budućnost.

25 GODINA POVERENJA

SIKA SRBIJA – 25 GODINA PARTNERSTVA NA KOJE SE MOŽETE OSLONITI

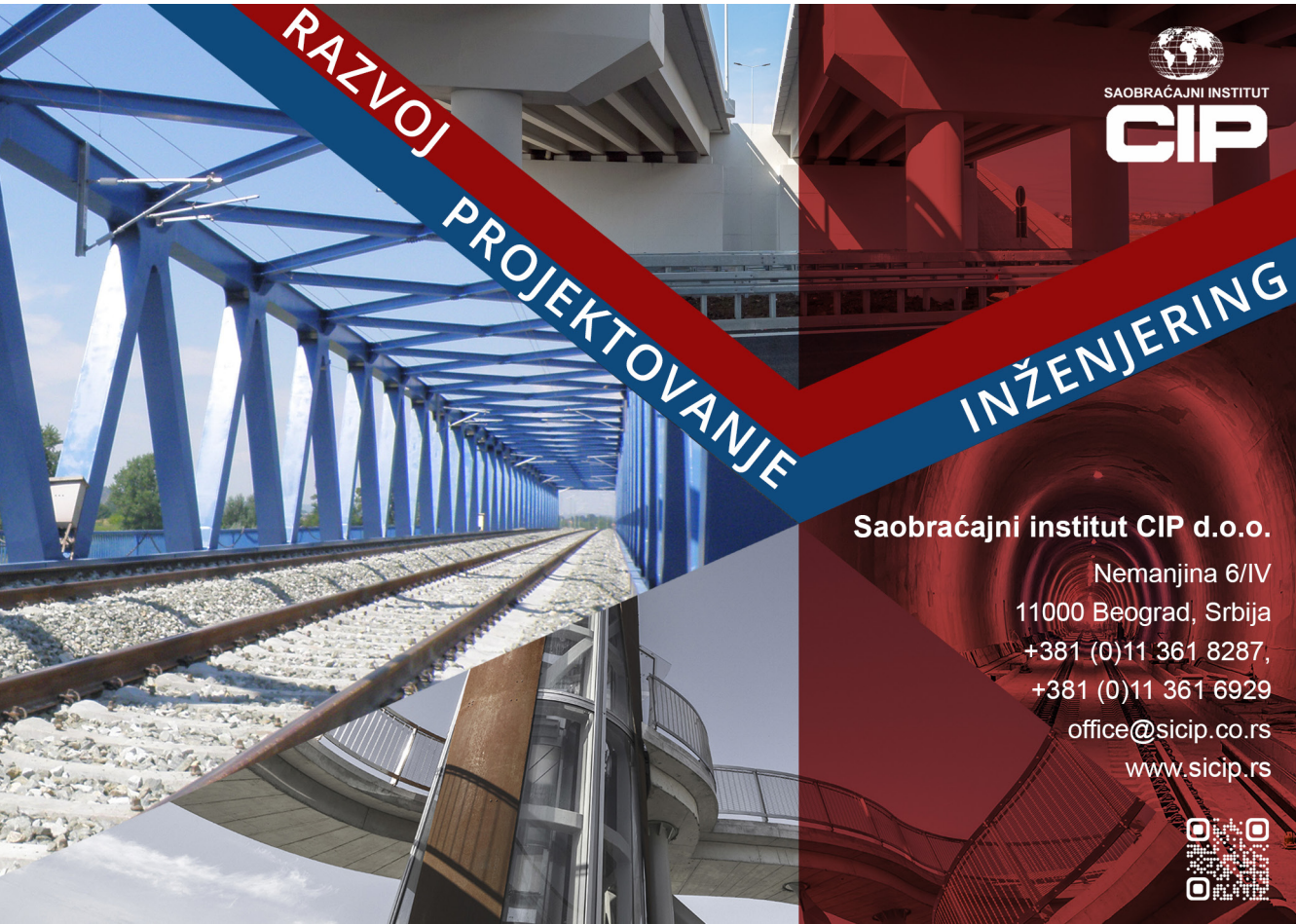
BUILDING TRUST

Sika®

1950-2025 75 GODINA
CENTROPROJEKT

CENTROPROJEKT DOO

Makenzijeva 51, 11000 Beograd, Srbija
Tel: +381 11 2684 655, +381 11 2686 856 Fax: +381 11 2684 608
Email: cp@centroprojekt-doo.com www.centroprojekt-doo.com



KVALITET IZGRADNJE PREPUSTITE NAMA.

G1 GROUP

www.g1group.rs | office@g1group.rs | Zmajeva 12v, Beograd

CONSOLID

GRADIMO POVERENJE KROZ KVALITET.

STRUČNOST I ISKUSTVO

KVALITET BEZ KOMPROMISA

REŠENJA KOJA TRAJU

consolid.rs | +381 64 526 0483 | info@consolid.rs

TETRA
INŽENJERING
GRADITE
SIGURNO!
www.tetra.co.rs
KOMATSU
PC
210
TETRA

Bronzani sponzori

Bronze Sponsors

ŠIDPROJEKT ДОО
ДРУШТВО ЗА ПРОЈЕКТОВАЊЕ И ИНЖЕЊЕРИНГ
Израда техничке документације
Израда планске документације
Издавање енергетских пасоша
Озакоњење објеката
Техничка контрола
Технички прегледи
Инжењеринг
Кнеза Милоша 2
22240 Шид
+381 22 712 044
+381 22 712 00
+381 22 716 020
office@sidprojekt.rs
www.sidprojekt.rs

PIRAMIDA
Piramida doo
Sremska Mitrovica
lepljene lamelirane
drvene konstrukcije
t. 022 639 205
m. 064 867 87 03
e. kancelarija@piramidasm.rs
web. www.piramidasm.rs

GRAĐEVINSKO
ZANATSKI
RADOVI
BEOROOFING MB
HIDROIZOLATERSKI
KROVOPOKRIVAČKI
RADOVI
OJAČANJA KONSTRUKCIJA
• Sve vrste hidroizolaterskih radova podzemnih i nadzemnih delova objekta, poslovno-stambena ili industrijska gradnja, kao i novogradnja ili sanacija postojećih objekata.
• Konstruktivna ojačanja elemenata konstrukcije karbonskim vlaknima i epoksidnim malterima/lepkovima.
beoroofingmb.rs
beoroofingmb@gmail.com