

februar 2022  
letnik 71

# Gradbeni vestnik

GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE IN  
MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKA ZBORNICE SLOVENIJE



34

POTRESNO TVEGANJE  
STAVBNEGA FONDA V  
SLOVENIJI

48

NOSILNOST NATEZNO OBREMENJENIH  
VIJAČNIH PREKLOPNIH SPOJEV S  
STEKLENIMI VLAKNI UTRJENIH PLOŠČATI  
POLIMERNIH KOMPOZITNIH ELEMENTOV

Izdajatelj:  
**Zveza društev gradbenih inženirjev in  
tehnikov Slovenije (ZDGITS),**  
Karlovska cesta 3, 1000 Ljubljana,  
telefon 01 52 40 200  
v sodelovanju z **Matično sekcijo  
gradbenih inženirjev Inženirske  
zbornice Slovenije (IZS MSG),**  
ob podpori **Javne agencije za  
raziskovalno dejavnost RS, Fakultete  
za gradbeništvo in geodezijo Univerze  
v Ljubljani, Fakultete za gradbeništvo,  
prometno inženirstvo in arhitekturo  
Univerze v Mariboru in Zavoda za  
gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:  
ZDGITS: **prof. dr. Matjaž Mikoš, predsednik**  
**izr. prof. dr. Andrej Kryžanowski**  
**Dušan Jukič**  
IZS MSG: **Jernej Mazij**  
**mag. Jernej Nučič**  
**mag. Mojca Ravnikar Turk**  
UL FGG: **doc. dr. Matija Gams**  
UM FGPA: **prof. dr. Miroslav Premrov**  
ZAG: **doc. dr. Aleš Žnidarič**

Uredniški odbor: **izr. prof. dr. Sebastjan  
Bratina, glavni in odgovorni urednik**  
**doc. dr. Milan Kuhta**

Lektor: **Jan Grabnar**

Lektorica angleških povzetkov:  
**Romana Hudin**

Tajnica: **Eva Okorn**

Oblikovalska zasnova: **Agencija GIG**

Tehnično urejanje, prelom in tisk:  
**Kočeviski tisk**

**Naklada: 450 tiskanih izvodov**  
**3000 naročnikov elektronske verzije**

Podatki o objavah v reviji so navedeni  
v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA  
(The Int. Construction Database) ter na  
[www.zveza-dgits.si](http://www.zveza-dgits.si)

Letno izide 12 številčk. Letna naročnina  
za individualne naročnike znaša 23,16 EUR;  
za študente in upokoјence 9,27 EUR;  
za družbe, ustanove in samostojne podjetnike  
171,36 EUR za en izvod revije; za  
naročnike iz tujine 80,00 EUR.  
V ceni je všteti DDV.  
Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:  
SI56 0201 7001 5398 955

Slika na naslovnici:  
**Zimski bazen v Novi Gorici,**  
**foto: Peter Kante**

**Glasilo Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije in  
Matične sekcije gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije.**  
UDK-UDC 05 : 625; tiskana izdaja ISSN 0017-2774;  
spletna izdaja ISSN 2536-4332.  
**Ljubljana, februar 2022, letnik 71, str. 33-64**

## Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Članki (razen angleških povzetkov) in prispevki morajo biti napisani v slovenščini.
4. Besedilo mora biti zapisano z znaki velikosti 12 točk in z dvojnimi presledkom med vrsticami.
5. Prispevki morajo vsebovati naslov, imena in priimke avtorjev z nazivi in naslovi ter besedilo.
6. Članki morajo obvezno vsebovati: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); znanstveni naziv, imena in priimke avtorjev, strokovni naziv, navadni in elektronski naslov; oznako, ali je članek strokoven ali znanstven; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; ključne besede v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek v angleščini; ključne besede (key words) v angleščini; naslov UVOD in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ... naslov SKLEP in besedilo sklepa; naslov ZAHVALA in besedilo zahvale (neobvezno); naslov LITERATURA in seznam literature; naslov DODATEK in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so ti označeni še z A, B, C itn.
7. Poglavja in razdelki so lahko oštevilčeni. Poglavja se oštevilčijo brez končnih pik. Denimo: 1 UVOD; 2 GRADNJA AVTOCESTNEGA ODSEKA; 2.1 Avtocestni odsek ... 3 ...; 3.1 ... itd.
8. Slike (risbe in fotografije s primerno ločljivostjo) in preglednice morajo biti razporejene in omenjene po vrstnem redu v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Kot decimalno ločilo je treba uporabljati vejico.
11. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki oglatih oklepajev: [priimek prvega avtorja ali kratica ustanove, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja ali ustanove morajo biti označena še z oznakami a, b, c itn.
12. V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela razvrščena po abecednem redu priimkov prvih avtorjev ali kraticah ustanov in opisana z naslednjimi podatki: priimek ali kratica ustanove, začetnica imena prvega avtorja ali naziv ustanove, priimki in začetnice imen drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
13. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
14. Prispevke je treba poslati v elektronski obliki v formatu MS WORD glavnemu in odgovornemu uredniku na e-naslov: [sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si](mailto:sebastjan.bratina@fgg.uni-lj.si). V sporočilu mora avtor napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren.

**Uredništvo**

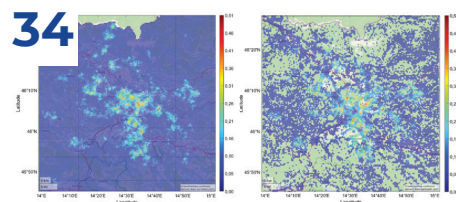


# VSEBINA CONTENTS

## ČLANKI PAPERS

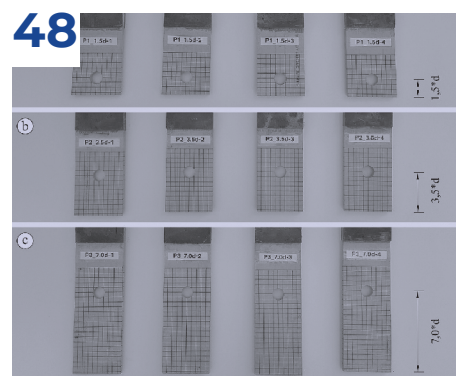
asist. dr. Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.  
doc. dr. Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.  
prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.

### POTRESNO TVEGANJE STAVBNEGA FONDA V SLOVENIJI *SEISMIC RISK OF THE BUILDING STOCK IN SLOVENIA*



asist. dr. David Antolinc, univ. dipl. inž. grad.  
Robi Ponjavič, dipl. inž. grad.

### NOSILNOST NATEZNO OBREMENJENIH VIJAČNIH PREKLOPNIH SPOJEV S STEKLENIMI VLAKNI UTRJENIH PLOŠČATI POLIMERNIH KOMPOZITNIH ELEMENTOV *TENSILE LOAD BEARING CAPACITY OF BOLTED LAP JOINTS MADE OF GLASS FIBER REINFORCED POLYMER COMPOSITE STRIP PROFILES*



## PREDSTAVITEV

A. Brunčič, M. Fischinger, L. Hanžič, V. Kilar, A. Šajna, M. Trojar, M.  
Žagar Karer

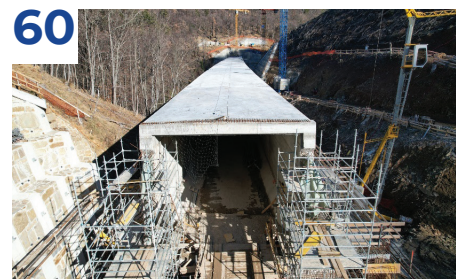
### TERMINOLOŠKI SLOVAR BETONSKIH KONSTRUKCIJ

59



## FOTOREPORTAŽA Z GRADBIŠČA

### 2TDK, Družba za razvoj projekta, d. o. o. GRADNJA DRUGEGA TIRA ŽELEZNIŠKE PROGE DIVAČA-KOPER



## NOVI DIPLOMANTI

Eva Okorn

## KOLEDAR PRIREDITEV

Eva Okorn

asist. dr. Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.  
anze.babic@fgg.uni-lj.si



doc. dr. Jure Žižmond, univ. dipl. inž. grad.  
jure.zizmond@fgg.uni-lj.si



prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.  
matjaz.dolsek@fgg.uni-lj.si  
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in  
geodezijo,  
Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in  
računalništvo (IKPIR),  
Jamova 2, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek  
UDK 364-781.2:624.042.7(497.4)



50 LET  
INŠTITUT ZA KONSTRUKCIJE,  
POTRESNO INŽENIRSTVO  
IN RAČUNALNIŠTVO

# POTRESNO TVEGANJE STAVBNEGA FONDA V SLOVENIJI

## SEISMIC RISK OF THE BUILDING STOCK IN SLOVENIA

### Povzetek

Za racionalno odločanje glede krepitve potresne odpornosti grajenega okolja je treba zagotoviti nepristranske informacije o potresnem tveganju, ki jih zaradi nizke frekventnosti močnih potresov ni mogoče vzpostaviti z izkušnjami. V ta namen izvedemo fizikalno osnovani analizi potresnega tveganja stavbnega fonda v Sloveniji. S časovno opredeljeno analizo potresnega tveganja ocenimo povprečne posledice vseh možnih potresov v izbranem časovnem intervalu, kar je osnova za načrtovanje krepitve potresne odpornosti skupnosti. Z analizo tveganja na osnovi potresnega scenarija pa se ovrednotijo posledice potresnega dogodka, določenega z magnitudo in epicentrom potresa. Te informacije so lažje razumljive in so lahko koristne tudi na področju civilne zaščite. V obeh analizah uporabimo stohastičen model potresne ranljivosti stavbnega fonda, ki upošteva negotovosti zaradi omejenega poznavanja stavb. Rezultati časovno opredeljene analize tveganja kažejo, da je v stavbnem fondu od 31 tisoč do 168 tisoč stavb oz. delov stavb, za katere je verjetnost prekoračitve stanja popolne poškodovanosti v 50 letih višja od 1 %, kar bi lahko predstavljalo mejno vrednost dolgoročno sprejemljivega tveganja. Z analizo potresnega tveganja na osnovi potresnega scenarija, ki jo izvedemo za potresni scenarij, definiran z magnitudo 6,1 in epicentrom 5 km severno od centra Ljubljane, ter ob upoštevanju predpostavk modela potresnega tveganja smo ugotovili, da bi število smrtnih žrtev zaradi izbranega potresa zelo verjetno znašalo med 57 in 1208. Ker je potresno tveganje v Republiki Sloveniji previsoko, smo predlagali različne ukrepe za krepitev potresne odpornosti skupnosti.

Ključne besede: potresno tveganje, časovno opredeljena ocena tveganja, ocena tveganja na osnovi scenarija, stavbni fond v Sloveniji, ljubljanski potres, seizmični stresni test



## Summary

For rational decision-making regarding the strengthening of seismic resilience of the built environment, it is necessary to provide unbiased information about seismic risk, which cannot be achieved through experience due to the low frequency of major earthquakes. For this purpose, we perform two types of physics-based seismic risk analyses of the building stock in Slovenia. Time-based analysis enables the assessment of the average consequences of all possible earthquakes in the selected time interval, which form the basis for planning community seismic resilience. Scenario-based risk analysis evaluates the consequences of an earthquake event defined by earthquake magnitude and epicentre. The latter information is easier to understand and can also be useful for the emergency response units. Both analyses use a stochastic seismic fragility model of the building stock that accounts for uncertainties due to limited knowledge about buildings. The results of the time-based risk analysis indicate that the building stock most likely contains between 31 thousand and 168 thousand buildings or building parts that have a higher than 1% probability of exceeding the full damage state in 50 years, which could be the limit value for acceptable long-term risk. Based on the seismic risk analysis for the earthquake scenario defined by magnitude 6.1 and the epicentre 5 km north of the centre of Ljubljana, and taking into account the assumptions of the seismic risk model, we determined that the number of fatalities due to the considered earthquake would probably be between 57 and 1208. As the seismic risk in the Republic of Slovenia is too high, we proposed various measures for enhancing community seismic resilience.

Key words: seismic risk, time-based seismic risk assessment, scenario-based seismic risk assessment, building stock in Slovenia, Ljubljana earthquake, seismic stress test

## 1 UVOD

Odziv slovenske javnosti po lanskim potresih na Hrvaškem je ponovno pokazal, da je percepcija o potresnem tveganju tako med laiki kot inženirji pogosto napačna. Gibanje tal v Ljubljani, ki ga je povzročil potres v Petrinji, je šokiralo in prestrašilo mnogo ljudi. Čeprav horizontalni pospeški tal v prestolnici niso presegli 1 % oziroma 3 % g [ARSO, 2021], kar je mnogo manj od maksimalnega pospeška tal, ki se upošteva pri projektiranju objektov v Sloveniji. Po drugi strani pa je predsednik Inženirske zbornice Slovenije v intervjuju za javno televizijo izrazil mnenje, da bi potres z magnitudo, podobno tisti iz petrinjskega potresa, in epicentrom v Ljubljani povzročil škodo na nekaj dimnikih, strehah in objektih, ki so bili slabše grajeni [24ur.com, 2021]. Ta diametralno nasprotujoča si in hkrati napačna prepričanja o potresnem gibanju tal oziroma potresni ranljivosti stavb so ponovno pokazala, da nepristranske percepcije o potresnem tveganju ni mogoče razviti zgolj na podlagi lastnih izkušenj, kot je to značilno tudi za druge redke dogodke [Starbuck, 2009].

Zmotni občutek glede potresne ranljivosti in potresnega tveganja vodi v napačne odločitve glede krepitev potresne odpornosti skupnosti. Prvi pogoj za rešitev tega problema so fizikalno osnovane informacije o potresnem tveganju, ki morajo biti dostopne odločevalcem in ostalim deležnikom. Najbolj nepristransko oceno potresnega tveganja zagotavlja časovno opredeljena analiza tveganja, s katero izračunamo povprečne posledice vseh možnih potresov v izbranem časovnem intervalu. Časovno opredeljeno analizo potresnega tveganja je možno izvesti za posamezne stavbe (npr. [Dolšek, 2002], [Snoj, 2016], [Babič, 2017], [Snoj in Dolšek, 2020], [Jamšek, 2020]) ali širše, npr. za celotni stavbni fond v državi (npr. [Kilar in Kušar, 2009], [ICPD, 2018], [Dolšek in sodelavci, 2020]). Ker rezultati takšne analize zajemajo vpliv vseh možnih potresov na izbranem območju, obenem pa upoštevajo tudi njihovo frekvenčnost, so lahko osnova za racionalno sprejemanje odločitev glede ukrepov za zmanjšanje potresnega tveganja. Po drugi strani pa časovno opredeljeni kazalniki potresnega tveganja ne podajajo informacij o posledicah posamičnih potresnih dogodkov, ki so lahko zanimive za širšo javnost in uporabne na področju civilne zaščite. Pridobitev takšnih informacij je možna z izvedbo analize potresnega tveganja na osnovi potresnega scenarija, kjer se učinek izbranega potresnega dogodka meri s posledicami na širšem geografskem območju. Potresni scenariji so običajno definirani z epicentrom in magnitudo (npr. [Pavel in Vacareanu, 2016], [Strasser in sodelavci, 2008]), namesto magnitude pa je možno uporabiti tudi makroseizmično intenziteto [Lutman in sodelavci, 2013], ki temelji na subjektivnih opazovanjih. Ob tem je treba poudariti, da analize učinkov potresnih scenarijev v splošnem ne omogočajo nepristranske ocene potresnega tveganja, saj so potresni scenariji izbrani arbitrarno. Kljub temu pa lahko pomembno prispevajo k dvigu ozaveščenosti o potresni ogroženosti grajenega okolja in izboljšajo zmotna prepričanja glede potresne ranljivosti grajenega okolja.

Da bi prispevali k dvigu zavesti oziroma izboljšali občutek glede potresnega tveganja in potresne ranljivosti stavbnega fonda v Sloveniji, v članku predstavimo del metodologije in rezultatov seizmičnega stresnega testa stavbnega fonda v Sloveniji [Dolšek in sodelavci, 2020]. Osredotočimo se na

predstavitve metodologije in nekaterih rezultatov časovno opredeljene analize potresnega tveganja stavbnega fonda in analize potresnega tveganja na osnovi potresnega scenarija, pri čemer potresni scenarij definiramo z magnitudo 6,1 in epicentrom v Ljubljani. Najprej opišemo stavbni fond v Sloveniji (poglavje 2). Metodologijo za izvedbo analiz potresnega tveganja predstavimo v poglavju 3. Rezultate analiz potresnega tveganja prikažemo v poglavju 4. V zadnjem delu članka (poglavje 5) so povzeti še ukrepi za povečanje potresne odpornosti v Sloveniji, ki smo jih na osnovi rezultatov analize potresnega tveganja predlagali Ministrstvu za okolje in prostor RS [Dolšek in sodelavci, 2020].

## 2 OPIS STAVBNEGA FONDA

Informacije o stavbah in zasedenosti stavbnega fonda v Sloveniji smo pridobili iz Registra nepremičnin [REN, 2021] in Centralnega registra prebivalstva [CRP, 2021], ki vsebuje število stalno in začasno prijavljenih prebivalcev v stanovanjskih stavbah. Da bi se izognili dvojnemu številu prebivalcev, smo upoštevali samo stalno prijavljene prebivalce. Podatki iz Registra nepremičnin se nanašajo bodisi na cele stavbe bodisi na dele stavb (npr. pogosto je vsak vhod v stanovanjski blok svoja nepremičninska enota), razlika med obema enotama pa v registru ni razvidna, zato je tudi v tej študiji nismo mogli upoštevati. Zaradi jedrnatosti v nadaljevanju tako za cele stavbe kot za dele stavb uporabljamo izraz »stavbe«. Vsaka stavba iz Registra nepremičnin je opisana s koordinatami, letom izgradnje, razredom zasedenosti, neto tlorisno površino, prevladujočim materialom nosilne konstrukcije, vrednostjo stavbe glede na model množičnega vrednotenja nepremičnin, številom nadstropij in višino stavbe.

Glede na razpoložljive podatke smo pri razvoju modela ranljivosti stavbnega fonda (razdelek 3.5) upoštevali prevladujoči material nosilne konstrukcije, obdobje gradnje in število etaž. Na podlagi teh podatkov, števila stavb in njihove vrednosti smo definirali 20 razredov stavb (preglednica 1). Izkaže se, da je velika večina stavb v Sloveniji bodisi zidanih (opečnatih ali kamnitih) bodisi armiranobetonskih. Stavbe z zidanimi in armiranobetonskimi konstrukcijami smo zato obravnavali ločeno, medtem ko smo stavbe z nosilnimi konstrukcijami iz drugih materialov (jeblene in lesene konstrukcije) oziroma montažne stavbe ter stavbe z nejasno opredeljeno nosilno konstrukcijo združili v en skupen razred. Pri definiciji razredov stavb smo upoštevali tudi nivo potresnoodpornega projektiranja. Zato smo stavbe razdelili v tri obdobja gradnje, in sicer do vključno leta 1964, od vključno leta 1965 do vključno leta 1981 in od vključno leta 1982 dalje. Za stavbe iz najstarejšega obdobja je značilno, da so bile projektirane brez upoštevanja predpisov za potresnoodporno gradnjo. V obdobju po ljubljanskem potresu iz leta 1895 pa do konca druge svetovne vojne je bil sicer v veljavi Stavbinski red, ki je predpisoval povezanost elementov konstrukcije, kar nedvomno prispeva k potresni varnosti, vendar pa predpisov, ki bi neposredno urejali zaščito stavb pred potresi, ni bilo [Fajfar, 2017]. Leta 1964 (po potresu v Skopju) je v veljavo stopil jugoslovanski predpis, ki je temeljil na slovenskem predpisu iz leta poprej in je že zagotavljal osnovni nivo potresnoodpornega projektiranja, leta 1982 (po potresu v Črni gori) pa so se s sprejetjem novega jugoslovanskega predpisa zahteve za potresnoodporno projektiranje zaostriale. Z letom 2008, ko je postalo obvezno projektiranje

Razred stavb	Material nosilne konstrukcije	Obdobje gradnje	Število etaž	Število stavb [ $\times 10^3$ ]	Skupna ocenjena vrednost [milijarde €]	Število prebivalcev [ $\times 10^3$ ]	Skupna površina [milijon m <sup>2</sup> ]	
1	Kamen, opeka	do 1964	1-3	109,1	10,076	342,7	23,70	
2			4 ali več	4,7	3,748	72,5	5,03	
3		1965-1981	1-3	95,9	10,098	328,5	21,67	
4			4 ali več	1,4	1,547	39,9	1,91	
5		po 1982	1-3	119,2	13,963	386,0	27,99	
6			4 ali več	1,3	1,427	26,8	1,70	
7	Armirani beton	do 1964	1-3	4,9	1,208	13,5	2,78	
8			4 ali več	0,7	1,4	18,3	1,68	
9		1965-1981	1-3	13,9	3,596	41,1	7,92	
10			4-6	1,3	3,023	48,6	3,26	
11			7 ali več	0,8	3,845	71,2	3,81	
12		po 1982	1-3	23,4	8,05	66,1	14,31	
13			4-6	1,8	5,525	52,6	6,82	
14			7 ali več	0,5	3,506	37,1	3,48	
15		Ostalo	od 1964	1-3	47,8	4,7	154,9	11,32
16				4 ali več	2,4	2,6	35,2	3,02
17			1965-1981	1-3	33,1	4,7	102,7	9,54
18				4 ali več	1,1	2,5	40,6	2,47
19				po 1982	1-3	56,3	10,2	146,0
20			4 ali več		1,2	2,6	28,1	2,84
Skupaj				520,8	98,1	2052,5	173,24	

**Preglednica 1.** Definicija razredov stavb na osnovi materiala nosilne konstrukcije, obdobja gradnje in števila etaž. Skupno število stavb v razredu, skupna ocenjena vrednost in skupno število ljudi v stavbah se nanaša le na stavbe, v katerih bivajo ljudje oziroma katerih ocenjena vrednost znaša vsaj 50.000 €.

stavb po standardu Evrokod, se je potresnoodporno projektiranje dvignilo na še višjo raven, vendar ločnice med stavbami, zgrajenimi pred letom 2008 in po njem, nismo naredili, saj je število stavb iz obdobja po letu 2008 relativno zelo nizko, poleg tega pa smo ocenili, da stavbe, zgrajene po letu 1982, niso pretirano problematične z vidika potresne varnosti, zaradi česar upoštevanje še višjega nivoja projektiranja ne bi imelo bistvenega vpliva na rezultate. Glede na etažnost stavbe smo ločili med nizkimi stavbami, ki imajo največ tri etaže, srednje visokimi stavbami, ki imajo od štiri do šest etaž, in visokimi stavbami, ki imajo sedem etaž ali več. S tem smo upoštevali, da na potresni odziv vpliva tudi višina stavbe, predvsem zaradi neposrednega vpliva višine stavbe na njen nihajni čas. Enaki ali podobni kriteriji za razdelitev stavb glede na njihovo etažnost se pogosto uporabljajo tudi v literaturi (npr. [Kilar in Kušar, 2009], [Kappos in sodelavci, 2006], [NIBS, 2009], [Pitilakis in sodelavci, 2013]).

Na podlagi klasifikacije stavbnega fonda bi bilo možno definirati 27 razredov stavb, vendar pa je stavb z nekaterimi kombinacijami razmeroma malo, zato smo stavbe v teh primerih združili v skupne razrede, in sicer tako, da so razredi stavb čim bolj enotni (v smislu števila stavb, njihove skupne vrednosti in skupnega števila stalno prijavljenih prebivalcev; preglednica 1). Poleg tega omenimo, da so v stavbnem fondu zavoljo poenostavitve upoštewane le stavbe, kjer imajo ljudje prijavljeno stalno prebivališče ali pa je njihova vrednost ocenjena nad 50.000 €. Na ta način se število stavb, ki jih je treba upoštevati pri oceni potresnega tveganja, občutno zmanjša, pri čemer pa je vpliv

na rezultate ocene tveganja zanemarljiv, saj neupoštovane stavbe predstavljajo le 3 % vrednosti celotnega stavbnega fonda glede na model množičnega vrednotenja nepremičnin.

### 3 METODOLOGIJA

#### 3.1 Časovno opredeljena analiza potresnega tveganja

Časovno opredeljeno analizo potresnega tveganja izvedemo v štirih korakih (preglednica 2). V prvem koraku ovrednotimo potresno obtežbo, in sicer v obliki krivulje potresne nevarnosti, ki predstavlja srednjo letno frekvenco prekoračitve različnih vrednosti mere za intenziteto potresa. Ker smo za intenziteto potresa uporabili maksimalni pospešek tal, PGA, krivuljo potresne nevarnosti zapišemo kot:

$$H_i(pga) = \lambda_i(PGA > pga), \quad (1)$$

kjer  $\lambda_i(PGA > pga)$  predstavlja srednjo letno frekvenco, da PGA na lokaciji  $i$ -te stavbe preseže izbrano vrednost  $pga$ . Število krivulj potresne nevarnosti je enako številu stavb v obravnavanem stavbnem fondu ( $N_{stavb}$ ), vendar pa se krivulje potresne nevarnosti za stavbe podobnih oz. enakih lokacij ne razlikujejo. Pri njihovi določitvi uporabimo model potresne nevarnosti, ki ga opisujemo v razdelku 3.3.

V drugem koraku ovrednotimo poškodovanost stavb. Osnovni rezultat analize poškodovanosti je srednja letna frekven-



ca prekoračitve izbranih stanj poškodovanosti. Upoštevamo pet stanj poškodovanosti, ki jih povzamemo po metodologiji HAZUS [HAZUS, 2015]: stanje brez poškodb (DS0), stanje majhnih poškodb (DS1), stanje zmernih poškodb (DS2), stanje velikih poškodb (DS3) in stanje popolne poškodovanosti (DS4). Pri izračunu srednje letne frekvence prekoračitve  $d$ -tega stanja poškodovanosti za  $i$ -to stavbo upoštevamo krivuljo potresne nevarnosti na lokaciji  $i$ -te stavbe,  $H_i(pga)$ , in krivuljo potresne ranljivosti, ki je definirana z verjetnostjo prekoračitve  $d$ -tega stanja poškodovanosti pri pogoju PGA,  $P_i(DS \geq ds_d | PGA = pga)$ . Krivulje potresne ranljivosti stavb določimo na osnovi modela potresne ranljivosti stavbnega fonda. Slednjega podrobneje opisujemo v razdelku 3.5, na tem mestu pa omenimo le, da za posamezno stavbo ne definiramo le ene krivulje ranljivosti, temveč več krivulj, s čimer je model potresne ranljivosti stavbnega fonda definiran stohastično. Srednja letna frekvenca prekoračitve  $d$ -tega stanja poškodovanosti,  $\lambda(DS \geq ds_d)$ , se tako spreminja ne le med stavbami, temveč tudi med simulacijami. Za  $i$ -to stavbo in  $j$ -to simulacijo jo izračunamo kot:

$$\lambda_{i,j}(DS \geq ds_d) = \int_0^\infty P_{i,j}(DS \geq ds_d | PGA = pga) \left| \frac{d\lambda_i(PGA > pga)}{dPGA} \right| dPGA, \quad (2)$$

kjer je  $\left| \frac{d\lambda_i(PGA > pga)}{dPGA} \right|$  absolutna vrednost odvoda krivulje potresne nevarnosti na lokaciji  $i$ -te stavbe. Z upoštevanjem vseh simulacij ( $N_{sim}$ ) in vseh obravnavanih stanj poškodovanosti ( $N_{DS}$ ) je število izračunanih frekvenc  $\lambda_{i,j}(DS \geq ds_d)$  enako  $N_{stavb} \cdot N_{sim} \cdot N_{DS}$ .

V tretjem koraku izračunamo povprečne posledice potresa za dobo enega leta na nivoju posameznih stavb. V tej študiji se omejimo na neposredne ekonomske izgube zaradi škode na stavbah, ki jih imenujemo tudi pričakovane letne izgube, EAL, ter jih izračunamo za vsako stavbo in simulacijo:

$$EAL_{i,j} = \sum_{d=1}^4 \lambda_{i,j}(DS = ds_d) C_i(DS = ds_d). \quad (3)$$

V enačbi (3) je  $\lambda_{i,j}(DS = ds_d)$  srednja letna frekvenca pojava  $d$ -tega stanja poškodovanosti  $i$ -te stavbe v  $j$ -ti simulaciji potresne ranljivosti stavbe. V primeru najvišjega stanja poškodovanosti (DS4) je njena vrednost enaka  $\lambda_{i,j}(DS \geq ds_d)$ , za ostala stanja poškodovanosti pa razliki  $\lambda_{i,j}(DS \geq ds_d) - \lambda_{i,j}(DS \geq ds_{d+1})$ . Drugi faktor na desni strani enačbe (3),  $C_i(DS = ds_d)$ , predstavlja pričakovane neposredne ekonomske izgube za  $i$ -to stavbo v primeru  $d$ -tega stanja poškodovanosti. Ker smo izgube  $C_i(DS = ds_d)$  obravnavali deterministično, se njihova vrednost s simulacijami ne spreminja. Določitev  $C_i(DS = ds_d)$  predstavljamo v opisu modela posledic v razdelku 3.6.

V zadnjem, četrtem koraku izračunamo časovno opredeljene kazalnike tveganja na nivoju grajenega okolja. Ti obsegajo število vseh stavb, katerih verjetnost prekoračitve stanja DS4 v 50 letih presega izbrane vrednosti, in število vseh stavb, katerih EAL presega izbrane vrednosti. Pri tem verjetnosti prekoračitve stanja DS4 v 50 letih izračunamo na podlagi srednjih letnih frekvenc prekoračitve stanja DS4 ob upoštevanju Poissonovega procesa. Zaradi večjega števila simulacij vse časovno opredeljene kazalnike tveganja izrazimo z mediano in mejnima vrednostma 90-odstotnega intervala zaupanja.

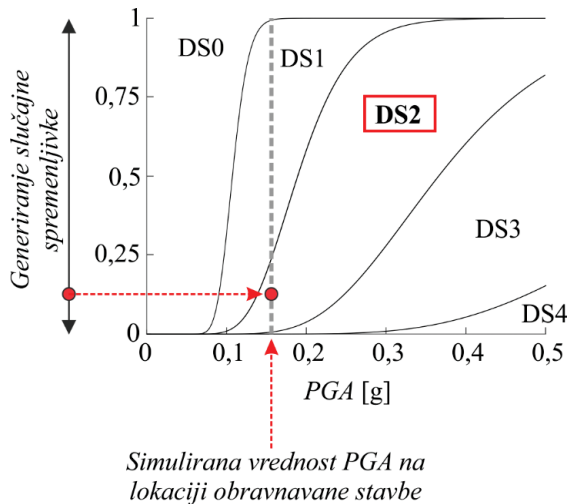
## 3.2 Analiza tveganja na osnovi potresnega scenarija

Posledice potresnega scenarija smo ocenili z metodologijo, ki sledi toku dogodkov med potresom. Metodologijo analogno s postopkom, predstavljenim v razdelku 3.1, razdelimo na štiri korake (preglednica 2). V prvem koraku na podlagi potresnega scenarija, ki je definiran z momentno magnitudo in hipocentrom, simuliramo polje potresnih intenzitet na lokacijah stavb. Tudi v tem primeru za mero za intenziteto privzamemo PGA. Zaradi negotovosti v intenziteti potresa pri dani magnitudi in hipocentru polje pospeškov PGA simuliramo večkrat (število simulacij označimo z  $N_{PGA}$ ). Skupno število simuliranih vrednosti PGA v analizi potresnega scenarija je s tem enako  $N_{stavb} \cdot N_{PGA}$ . Za simulacijo polja pospeškov PGA uporabimo model gibanja tal, ki je predstavljen v razdelku 3.4.

V drugem koraku ovrednotimo poškodovanost stavb, pri čemer izhajamo iz simulacij polja pospeškov PGA in krivulj potresne ranljivosti stavb, ki smo jih omenili že v razdelku 3.1. Stanje poškodovanosti  $i$ -te stavbe v primeru  $k$ -te simulacije polja pospeškov PGA simuliramo v dveh fazah. V prvi fazi simuliramo krivulje potresne ranljivosti za  $i$ -to stavbo, enako kot v časovno-opredeljeni analizi potresnega tveganja (razdelek 3.1). Pri tem upoštevamo negotovosti v modelu potresne

Proces	Časovno opredeljena analiza tveganja	Analiza tveganja na osnovi potresnega scenarija
Opredelitev potresne obtežbe	Določitev krivulj potresne nevarnosti na lokacijah stavb	Simulacije polja pospeškov PGA na lokacijah stavb
Opredelitev poškodovanosti stavb	Simulacije srednjih letnih frekvenc prekoračitve obravnavanih stanj poškodovanosti posameznih stavb	Simulacije stanj poškodovanosti stavb posameznih stavb
Opredelitev posledic na nivoju stavb	Simulacije pričakovane neposredne ekonomske izgube posameznih stavb	Simulacije pričakovane neposredne ekonomske izgube posameznih stavb, simulacije porušitve/neporušitve stavb, simulacije števila smrtnih žrtev v posameznih stavbah
Opredelitev poškodovanosti stavb in posledic na nivoju stavbnega fonda	Statistično ovrednotenje števila stavb, katerih verjetnost prekoračitve stanja DS4 v 50 letih presega izbrane vrednosti, simulacije števila stavb, katerih EAL presega izbrane vrednosti	Statistično ovrednotenje števila stavb v različnih stanjih poškodovanosti, skupne pričakovane neposredne ekonomske izgube, skupnega števila porušeni stavb in skupnega števila smrtnih žrtev

**Preglednica 2.** Procesi pri izvedbi časovno opredeljene analize tveganja in analize tveganja na osnovi potresnega scenarija ter vmesni rezultati vsakega procesa.



**Slika 1.** Primer krivulj potresne ranljivosti za posamezno stavbo in določitev stanja poškodovanosti (DS2) na osnovi naključno generirane vrednosti slučajne spremenljivke in simulirane vrednosti PGA na lokaciji stavbe.

ranljivosti stavbnega fonda (razdelek 3.5). V drugi fazi naslovimo slučajnost v stanju poškodovanosti  $i$ -te stavbe pri poznanih (simuliranih) krivuljah potresne ranljivosti (tj. slučajnost v potresnih kapacitetah pri poznanih krivuljah ranljivosti). To storimo tako, da naključno generiramo vrednost enakomerno porazdeljene slučajne spremenljivke med 0 in 1, na osnovi tako generirane vrednosti in  $k$ -te simulacije pospeška PGA na lokaciji  $i$ -te stavbe pa določimo stanje poškodovanosti (slika 1). Za vsako simulacijo polja pospeškov PGA izvedemo  $N_{sim}$  simulacij poškodovanosti.

V tretjem koraku na osnovi simuliranih stanj poškodovanosti določimo posledice potresnega scenarija. Posledice ovrednotimo z neposrednimi ekonomskimi izgubami, kot v primeru časovno opredeljene analize tveganja (razdelek 3.1), dodatno pa tudi s številom smrtnih žrtev in številom porušenih stavb. Pri tem uporabimo model posledic, ki je predstavljen v razdelku 3.6. Vse tri vrste posledic določimo za vse stavbe iz stavbnega fonda, vse simulacije polja pospeškov PGA in vse simulacije ranljivosti stavb. Za vsako vrsto posledic skupno torej simuliramo  $N_{stavb} \cdot N_{PGA} \cdot N_{sim}$  vrednosti.

V zadnjem koraku analize tveganja na osnovi potresnega scenarija določimo poškodovanost in posledice na nivoju stavbnega fonda. Poškodovanost opredelimo s številom stavb v različnih stanjih poškodovanosti, posledice pa s številom porušenih stavb, pričakovano škodo v evrih in pričakovanim številom smrtnih žrtev. Te kazalnike tveganja izračunamo za vsako kombinacijo simulacije polja PGA in simulacije ranljivosti stavbnega fonda. Skupno za vsak kazalnik tveganja torej izračunamo  $N_{PGA} \cdot N_{sim}$  vrednosti, ki jih prikažemo z mediano in mejnima vrednostma 90-odstotnega intervala zaupanja.

### 3.3 Model potresne nevarnosti

Z modelom potresne nevarnosti definiramo krivulje potresne nevarnosti na lokacijah stavb. Zaradi negotovosti v potresni ne-

varnosti pa tudi zaradi trenutne priprave nove analize potresne nevarnosti [Šket Motnikar, 2021] smo uporabili dva modela potresne nevarnosti. Prvi model je uradno veljaven model potresne nevarnosti v Republiki Sloveniji (RS) [Lapajne, Šket Motnikar in Zupančič, 2003], drugi pa je model potresne nevarnosti EU, ki je bil razvit v okviru projekta SHARE [Woessner in sodelavci, 2015]. Oba modela imata prednosti in slabosti. Uradni model RS temelji na nekoliko zastarelem modelu gibanja tal in vključuje le točkovne izvore potresov. Model potresne nevarnosti EU ima bolj grob model izvorov potresov, vendar upošteva tudi površinske izvore potresov ter novejša modela gibanja tal. Zaradi uporabe dveh modelov potresne nevarnosti smo analize tveganja (glej razdelek 3.1) izvajali s krivuljami potresne nevarnosti, pridobljenimi na podlagi obeh modelov. Ker je model potresne nevarnosti EU novejši, smo v 2/3 vseh simulacij analiz tveganja uporabili krivuljo na podlagi EU-modela, v 1/3 vseh simulacij pa krivulje na podlagi uradnega modela potresne nevarnosti v RS.

Krivulje potresne nevarnosti iz prej opisanih modelov smo določili za maksimalni pospešek tal, PGA, in trdna tla (skala: tip tal A). Krivulje potresne nevarnosti z upoštevanjem vpliva tipa tal na lokacijah stavb pa smo modelirali tako, da smo pospeške tal iz krivulj potresne nevarnosti množili s faktorji tal. Faktorje tal smo izračunali v skladu z osnutkom novega standarda Evrokod 8 [CEN/TC 250/SC8, 2020], odvisni pa so od vrste tal na lokacijah objektov in od maksimalnih pospeškov tal na trdnih tleh. Za oceno vrste tal na lokacijah stavb smo razvili karto tal [Dolšek in sodelavci, 2020] na osnovi geološke karte ([Ferlan in Herlec, 2000], [Ferlan in Herlec, 2002]) in klasifikacije tal iz predhodnih študij [Zupančič in sodelavci, 2013].

### 3.4 Model gibanja tal

Model gibanja tal za izbran potresni scenarij uporabimo za simulacijo maksimalnih pospeškov tal na širšem geografskem območju, ki jih imenujemo polje maksimalnih pospeškov tal oziramo krajše polje pospeškov PGA. Zaradi naključnosti potresne obtežbe polja pospeškov PGA pri dani magnitudi in izvoru potresa ne moremo točno določiti. Zato smo izvedli številne simulacije polja pospeškov PGA, pri čemer smo uporabili metodologijo, ki so jo predstavili Weatherill in sodelavci [2014], ter model gibanja tal Bindija in sodelavcev ([2014a], [2014b]), ki temelji na momentni magnitudi potresa  $M_w$ , lokaciji hipocentra in nekaterih drugih parametrih preloma. Vrednost PGA za  $k$ -to simulacijo polja in lokacijo  $i$ -te stavbe,  $PGA_{ki}$ , smo najprej izračunali za tip tal A, in sicer z naslednjim izrazom:

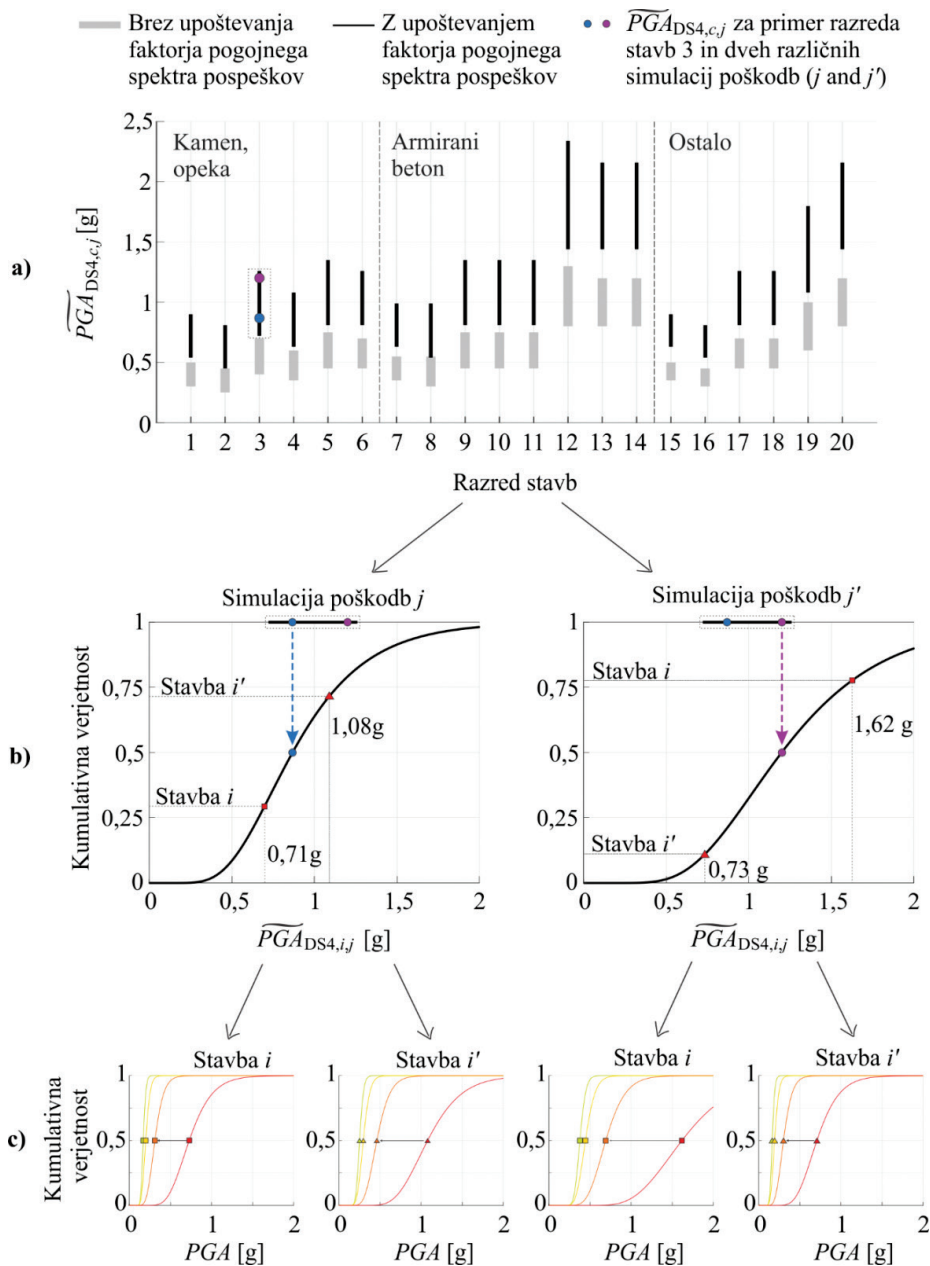
$$\ln PGA_{ki} = \ln \overline{PGA}_i + \sigma \varepsilon_{ki} + \tau \eta_k, \quad (4)$$

kjer je  $\overline{PGA}_i$  mediana polja pospeškov PGA za oddaljenost  $i$ -te stavbe od izvora potresa,  $\sigma \varepsilon_{ki}$  t. i. rezidual znotraj potresnega dogodka (intra rezidual), ki upošteva prostorsko variabilnost potresne obtežbe (PGA),  $\tau \eta_k$  pa t. i. rezidual med potresnimi dogodki (inter rezidual), ki upošteva variabilnost povprečne potresne obtežbe (PGA) med različnimi simulacijami. Mediana  $\overline{PGA}_i$  je določena z modelom gibanja tal, reziduala  $\sigma \varepsilon_{ki}$  in  $\tau \eta_k$  pa sta definirana z intra in inter standardnima deviacijama modela gibanja tal,  $\sigma$  in  $\tau$ , ki sta v splošnem odvisni od mere za intenziteto potresa, magnitude in izvora potresa, ter standardno normalnima slučajnima spremenljivkama  $\varepsilon_{ki}$  in  $\eta_k$ .

S simulacijo  $\varepsilon_{ki}$  in  $\eta_k$  opišemo naključnost potresne obtežbe. Ker je intra rezidual prostorsko odvisen, smo pri generiranju vrednosti  $\varepsilon_{ki}$  upoštevali korelacijo med vrednostmi pospeškov na lokaciji stavb, saj iz rezultatov meritev pospeškov tal sledi, da so pospeški na sosednjih lokacijah korelirani. Za določitev pravil za koreliranje intenzitet med lokacijami je bilo v preteklosti izdelanih precej modelov. Uporabili smo model, ki sta ga predlagala Jayaram in Baker [2009]. Simulacije polja pospeškov PGA za tip tal A smo z upoštevanjem faktorjev tal pretvorili v simulacije polja pospeškov PGA z upoštevanjem tipov tal na lokacijah obravnavanih stavb, kot je to razloženo v razdelku 3.3.

### 3.5 Model potresne ranljivosti stavbnega fonda

Z modelom potresne ranljivosti stavbnega fonda vsaki stavbi dodelimo krivulje potresne ranljivosti, ki izražajo verjetnost presegevanja d-tega stanja poškodovanosti pri pogoju PGA,  $P(DS \geq ds_d | PGA = pga)$ . Na ta način je potresna kapaciteta stavbe za vsako stanje poškodovanosti definirana kot slučajna spremenljivka, za katero v tej študiji predpostavimo, da je logaritmsko normalno porazdeljena, kot je to običajno privzeto v literaturi ([Ibarra in Krawinkler, 2005], [Porter, Kennedy in Bachman, 2007], [Bradley, 2008], [Schäfer in sodelavci, 2011],



**Slika 2.** a) Razpon vrednosti  $\widehat{PGA}_{DS4,c,j}$  za upoštevanje razrede stavb z in brez upoštevanja faktorja pogojnega spektra pospeškov, b) shematski prikaz dveh simulacij  $\widehat{PGA}_{DS4,c,j}$  in pripadajočih porazdelitev ( $\widehat{PGA}_{DS4,i,j}$ ) za razred stavb 3 ter c) shematski prikaz dveh simulacij ( $\widehat{PGA}_{DS4,i,j}$ ) in pripadajočih krivulj potresne ranljivosti za dve stavbi iz razreda stavb 3.



[HAZUS, 2015]). Krivulja potresne ranljivosti za  $d$ -to stanje poškodovanosti je s tem definirana kot:

$$P(DS \geq ds_d | PGA = pga) = \Phi\left(\frac{\ln(pga/\overline{PGA}_{DS_d})}{\beta_{DS_d}}\right), \quad (5)$$

kjer je  $\overline{PGA}_{DS_d}$  mediana maksimalnih pospeškov tal, ki povzročijo  $d$ -to stanje poškodovanosti,  $\beta_{DS_d}$  pa standardna deviacija logaritmskih vrednosti teh pospeškov tal.

Zaradi nepopolnega poznavanja stavb uporabimo stohastičen model potresne ranljivosti stavbnega fonda, s katerim lahko upoštevamo negotovosti v potresni ranljivosti stavb. Uporabljeni model predvideva simulacijo krivulj potresne ranljivosti oz. kapacitete stavb v dveh fazah: najprej na nivoju razredov stavb in nato na nivoju posameznih stavb. Na nivoju razredov stavb je negotovost v krivuljah potresne ranljivosti upoštevana z naključnim simuliranjem mediane maksimalnih pospeškov tal za stanje poškodovanosti DS4,  $\overline{PGA}_{DS4,c,j}$ , kjer  $c$  predstavlja razred stavbe,  $j$  pa indeks simulacije poškodb. Zaradi omejenega poznavanja stavbnega fonda upoštevamo, da  $\overline{PGA}_{DS4,c,j}$  sledi enakomerni porazdelitvi z mejnima vrednostma, ki ju ocenimo na podlagi obstoječih študij potresnih ranljivosti stavb za  $c$ -ti razred stavb ([HAZUS, 2015], [Schäfer in sodelavci, 2011]) (slika 2a). Ker se je izkazalo, da obstoječe študije potresne ranljivosti v večini primerov temeljijo na konservativno izbranih spektrih pospeškov, smo mediane  $\overline{PGA}_{DS4,c,j}$  korigirali s faktorjem pogojnega spektra pospeškov, ki smo ga ocenili z nelinearnimi dinamičnimi analizami sistemov z eno prostostno stopnjo (SDOF), reprezentativnih za obravnavani razred stavb, ob upoštevanju akceleroگرامov, ki so odražali spektralne pospeške elastičnega spektra po Evrokodu 8, in akceleroagramov, ki so približno odražali pogojni spekter pospeškov [Baker, 2011]. Vse akceleroگرامe smo izbrali iz baz podatkov NGA in RESORCE ([Ancheta in sodelavci, 2014], [Akkar in sodelavci, 2014]). Izkazalo se je, da se mejne vrednosti  $\overline{PGA}_{DS4,c,j}$  ob upoštevanju faktorja pogojnega spektra pospeškov znatno povečajo (slika 2a).

V drugi fazi določimo krivulje potresne ranljivosti na nivoju posameznih stavb, in sicer za vsa obravnavana stanja poškodovanosti. Negotovost pri določitvi potresne ranljivosti naključno izbrane stavbe v obravnavanem razredu upoštevamo tako, da mediane krivulj potresne ranljivosti za stanje DS4 posameznih stavb ( $\overline{PGA}_{DS4,i,j}$ ) opišemo z logaritmsko normalno porazdeljeno slučajno spremenljivko, katere mediana je enaka mediani ranljivosti obravnavanega razreda stavb  $\overline{PGA}_{DS4,c,j}$  (slika 2b). Pri tem indeksa  $i$  in  $j$  v ( $\overline{PGA}_{DS4,i,j}$ ) predstavljata stavbo in simulacijo, skladno z opisom iz razdelkov 3.1 in 3.2. Negotovost v vrednosti PGA, ki povzroča DS4, znotraj obravnavanega razreda stavb ovrednotimo s standardno deviacijo  $\beta_{DS4,c}$ . V primeru razredov stavb 1-14, ki vsebujejo zidane in armiranobetonske stavbe, za  $\beta_{DS4,c}$  privzamemo vrednost 0,40, skladno s priporočili iz [HAZUS, 2015]. Za razrede stavb 15-20 (Preglednica 1)  $\beta_{DS4,c}$  na podlagi strokovne presoje povečamo na 0,60, saj je zaradi različnega oz. neznanega materiala nosilne konstrukcije v teh razredih stavb negotovost v potresni ranljivosti posameznih stavb večja. Na podlagi simuliranih vrednosti ( $\overline{PGA}_{DS4,i,j}$ ) nato določimo še mediane za ostala stanja poškodovanosti,  $\overline{PGA}_{DS1,i,j}$ ,  $\overline{PGA}_{DS2,i,j}$  in  $\overline{PGA}_{DS3,i,j}$  (slika 2c). Pri tem izhajamo iz tipičnih razmerij med medianami za različna stanja poškodovanosti iz [HAZUS, 2015], hkrati pa upoštevamo, da je pri nižjih stanjih poškodovanosti zaradi manjše zahtevane duktilnosti manjši tudi

faktor pogojnega spektra pospeškov. Na koncu za krivulje potresne ranljivosti na nivoju posameznih stavb določimo še standardne deviacije logaritmskih vrednosti pospeškov za vsa stanja poškodovanosti ( $\beta_{DS1,i}$ ,  $\beta_{DS2,i}$ ,  $\beta_{DS3,i}$  in  $\beta_{DS4,i}$ ). Pri določitvi  $\beta_{DS4,i}$  uporabimo model, ki je bil v ta namen razvit v [Dolšek, Lazar Sinkovič in Žižmond, 2017], za preostala stanja poškodovanosti pa dodatno upoštevamo še razmerja med razpršenostjo potresnih kapacitet pri različnih stanjih poškodovanosti iz [Dolšek, 2012].

### 3.6 Model posledic

Model posledic omogoča povezavo med stanji poškodovanosti in posledicami potresov. V primeru časovno opredeljene analize tveganja, izvedene v tej študiji, posledice izrazimo z neposredno ekonomsko izgubo za dobo enega leta. Pri modelu posledic potresnega scenarija pa ocenimo neposredno ekonomsko izgubo, poleg tega pa tudi število porušenih stavb in število smrtnih žrtev.

Neposredne ekonomske izgube za  $i$ -to stavbo in  $d$ -to stanje poškodovanosti izračunamo kot:

$$C_i(DS = ds_d) = A_i \cdot C_R \cdot c_d, \quad (6)$$

kjer je  $A_i$  neto tlorisna površina  $i$ -te stavbe,  $C_R$  povprečen strošek nadomestitve stavbe na  $m^2$  neto tlorisne površine ter  $c_d$  razmerje med stroški popravila za  $d$ -to stanje poškodovanosti in stroškom  $C_R$ . Površine  $A_i$  smo pridobili iz Registra nepremičnin [REN, 2021] (poglavje 2). Pri oceni stroška  $C_R$  smo upoštevali strošek novogradnje ter strošek rušitve in odstranitve poškodovane stavbe. Za strošek novogradnje smo upoštevali 1100 € na  $m^2$  neto tlorisne površine. To vrednost smo ocenili na podlagi stroškov gradnje za osnovni cenovni razred iz spletnega portala PEG [PEC, 2020] in z upoštevanjem nižje davčne stopnje. Pri določitvi stroška rekonstrukcije smo izhajali iz obstoječih študij potresnih izgub ([Porter in Kiremidjian, 2001], [Bradley, 2009], [Snój in Dolšek, 2020]), v katerih se razmerje med stroškom rekonstrukcije in stroškom novogradnje giblje med 1,08 in 1,15. Upoštevali smo vrednost 1250 € na  $m^2$  neto tlorisne površine, kar je 13,5 % več kot strošek novogradnje. Razmerja  $c_d$  smo povzeli po metodologiji HAZUS [HAZUS, 2015] ter za stanja poškodovanosti DS1-DS4 znašajo 0,02, 0,1, 0,4 in 1,0. Ker vse tri faktorje na desni strani enačbe (6) obravnavamo kot količine, neodvisne od simulacije poškodovanosti, je tudi  $C_i(DS = ds_d)$  neodvisna od indeksa simulacij  $j$ .

Porušitev oz. neporušitev stavb simuliramo na podlagi deležev porušenih stavb pri doseženem stanju poškodovanosti DS4,  $p_c$ . V skladu z [HAZUS, 2015] upoštevamo, da so ti deleži odvisni od materiala nosilne konstrukcije in števila etaž, znašajo pa med 5 % in 15 %. V primeru ostalih stanj poškodovanosti upoštevamo, da se stavbe ne porušijo. Glede na te predpostavke za  $i$ -to stavbo in  $j$ -to simulacijo določimo spremenljivko  $O_{i,j}$ , ki zavzame vrednost 1 (stavba je porušena) ali 0 (stavba ni porušena):

$$O_{i,j} = \begin{cases} 1, & DS_{i,j} = DS4 \text{ in } z_j \leq p_{c,i} \\ 0, & DS_{i,j} = DS4 \text{ in } z_j > p_{c,i}, \\ 0, & DS_{i,j} < DS4 \end{cases} \quad (7)$$

kjer je  $z_j$  vrednost slučajne spremenljivke z enakomerno porazdelitvijo med 0 in 1 v  $j$ -ti simulaciji,  $p_{c,i}$  delež porušenih stavb v primeru stanja poškodovanosti DS4, značilen za razred, v katerega je  $i$ -ta stavba uvrščena,  $DS_{i,j}$  pa stanje poškodovanosti

$i$ -te stavbe, doseženo v  $j$ -ti simulaciji. Omeniti velja, da stanje poškodovanosti na levi strani enačbe (7) ni podano, ker je v oceni posledic potresnega scenarija stanje poškodovanosti dane stavbe enolično določeno s simulacijo.

Pri določitvi števila smrtnih žrtev predpostavljamo, da se smrtni primer lahko zgodi le, če se stavba poruši. Zato število smrtnih žrtev v  $i$ -ti stavbi in  $j$ -ti simulaciji,  $F_{i,j}$ , določimo kot:

$$F_{i,j} = O_{i,j} \cdot \lambda_f \cdot N_{p,i}, \quad (8)$$

kjer je  $\lambda_f$  delež smrtnih žrtev pri porušitvi stavbe,  $N_{p,i}$  pa število ljudi v  $i$ -ti stavbi. Za delež  $\lambda_f$  smo predpostavili vrednost 0,10, ki je bila privzeta tudi v študiji [ICPD, 2018], medtem ko smo  $N_{p,i}$  ocenili na podlagi modela ekvivalentne letne zasedenosti stavb [Lazar Sinkovič in Dolšek, 2020] ob upoštevanju števila stalnih prebivalcev, navedenih v Centralnem registru prebivalstva [CRP, 2021].

## 4 REZULTATI ANALIZE POTRESNEGA TVEGANJA

### 4.1 Časovno opredeljena analiza tveganja

S časovno opredeljeno analizo potresnega tveganja smo izračunali verjetnost prekoračitve stanja popolne poškodovanosti (DS4) v 50 letih in neposredno ekonomsko izgubo (škodo). Kazalnika časovno opredeljene analize potresnega tveganja smo ovrednotili za vsako stavbo in za vse simulacije, s katerimi smo upoštevali negotovosti pri določitvi potresne ranljivosti stavb. Število vseh simulacij ( $N_{sim}$ ) je znašalo 2250.

Na nivoju stavbnega fonda je uporabljena kazalnika tveganja možno prikazati na različne načine. Na slikah 3a in 3d prikazujemo število vseh stavb, za katere velja, da je bodisi verjetnost prekoračitve stanja DS4 v 50 letih bodisi neposredna ekonomska izguba večja od izbrane vrednosti na osi X. Enake rezultate na slikah 3b–3c in 3e–3f prikazujemo še ločeno za zidane in armiranobetonske stavbe. Ker je v simulacijah zajet vpliv negotovosti potresne ranljivosti stavb, se število vseh stavb glede na vrednost na osi X spreminja med simulacijami. Zato je število stavb na sliki 3 prikazano za 5., 50. (mediana) in 95. percentil.

S slik 3a–3c sledi, da je glede na uporabljeni model in z upoštevanjem 90-odstotnega intervala zaupanja med 31 tisoč in 168 tisoč (mediana 108 tisoč) stavb, za katere je verjetnost prekoračitve stanja DS4 v 50 letih večja od 1 % (približno  $2 \cdot 10^{-4}$  v enem letu). Tolikšna vrednost ustreza ciljni verjetnosti mejnega stanja pri porušitvi, kot jo uporabljajo pri določitvi projektne potresne obtežbe novih stavb v ZDA [Luco in sodelavci, 2007], podobno ciljno tveganje pa pričakujemo v novi različici standarda Evrokod 8, ki je trenutno v fazi priprave. Enako tveganje smo v poročilu [Dolšek in sodelavci, 2020] privzeli za mejo med dolgoročno sprejemljivim in nesprejemljivim tveganjem. Ob tem je treba poudariti, da je meja sprejemljivega tveganja v standardnih večkrat povezana z definicijo potresne obtežbe, uporabljene v potresni analizi oz. analizi tveganja, z definicijo stanja poškodovanosti ter tudi zahtevami glede modela konstrukcije, ki se uporabi v analizi. Zaradi tega so lahko vrednosti za sprejemljivo tveganje odvisne tudi od natančnosti izraču-

na potresnega tveganja. Če je potresno tveganje izračunano pristransko, je običajno pristransko določeno tudi sprejemljivo potresno tveganje.

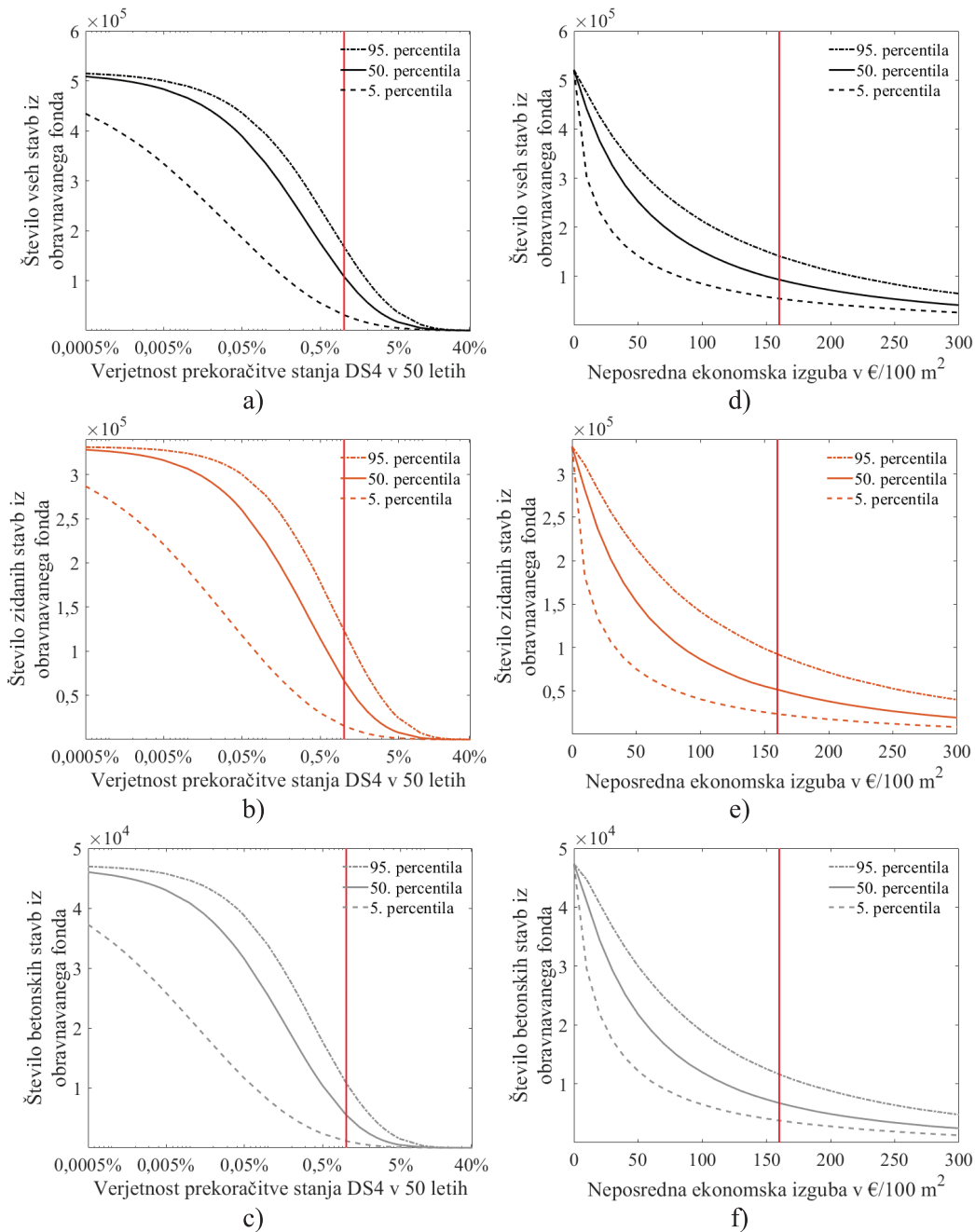
Glede na upoštevano mejo med dolgoročno sprejemljivim in nesprejemljivim tveganjem lahko sklepamo, da bi bilo treba precejšen delež stavb v Sloveniji utrditi oziroma nadomestiti z novimi. Mediana števila stavb, katerih verjetnost prekoračitve DS4 presega mejno vrednost, namreč predstavlja kar 21 % stavbnega fonda. Približno 62 % od teh stavb je zidanih (med 15 tisoč (5. percentil) in 124 tisoč (95. percentil), mediana 67 tisoč), betonskih stavb je precej manj (med 1100 (5. percentil) in 11 tisoč (95. percentil), mediana 5500), nekaj pa je tudi stavb z drugačnim oz. neznanim materialom nosilne konstrukcije.

Na osnovi slik 3d–3f lahko sklepamo, da je od 380 do 467 tisoč stavb (90-odstotni intervala zaupanja) izpostavljenih letni izgubi 160 €/100 m<sup>2</sup> ali manj, ki smo jo definirali kot dolgoročno spremenljiva letna izguba. Namreč tolikšne izgube so približno enake izgubam zaradi ogrevanja za energetski razred B glede na ([UL RS, 2014], [UL RS, 2019]), če za ceno energentov privzamemo vrednost 0,05 €/kWh. Od 428 tisoč stavb, kolikor znaša mediana števila stavb z letno izgubo, manjšo ali enako 160 €/100 m<sup>2</sup>, je približno 280 tisoč zidanih stavb (grajenih iz opeke oziroma kamna; 90-odstotni intervala znaša med 239 tisoč in 308 tisoč), približno 41 tisoč pa stavb iz armiranega betona (90-odstotni intervala znaša med 36 tisoč in 44 tisoč). Za preostale stavbe v obravnavanem fondu pričakovana letna izguba znaša 160 €/100 m<sup>2</sup> ali več. Število takšnih stavb je ocenjeno na 93 tisoč (mediana), kar predstavlja 18 % obravnavanega stavbnega fonda, 90-odstotni interval pa se giblje med 54 tisoč in 141 tisoč stavbami. Za te stavbe lahko trdimo, da so njihove ekonomske izgube zaradi potresov dolgoročno nevzdržne [Dolšek in sodelavci, 2020]. Oba kazalnika, ocenjena na podlagi časovno opredeljene analize potresnega tveganja, torej kažeta, da bi bilo treba potresno tveganje v Sloveniji čim prej zmanjšati.

### 4.2 Analiza tveganja na osnovi potresnega scenarija

Z namenom ponazoritve posledice močnega potresa v Sloveniji smo simulirali potresni dogodek z magnitudo 6,1 in epicentrom približno 5 km severno od centra Ljubljane (46,111°N, 14,507°E; glej sliko 4), ki ustreza velikonočnemu ljubljanskemu potresu iz leta 1895 [Vidrih, 1995]. Omeniti velja, da se ocenjena magnituda 6,1 nanaša na lokalno magnitudo  $M_L$ , je pa slednja za magnitudo okoli 6 precej podobna momentni magnitudi  $M_w$ , ki se uporablja v Bindijevim modelu gibanja tal (razdelek 3.4). Zato smo v simulacijah polja PGA upoštevali, da  $M_w$  znaša 6,1. Za geometrijske parametre preloma, na katerem se zgodi simulirani potres, smo upoštevali najverjetnejše vrednosti parametrov Žužemberškega preloma ( $rake=160^\circ$ ,  $strike=315^\circ$ ,  $dip=80^\circ$ ) [Zupančič, 2020]. Omenjeni parametri so vhodni podatki za model gibanja tal.

Poškodovanost stavb in posledice za izbrani potresni scenarij smo določili za stavbe znotraj vplivnega območja, ki smo ga definirali z oddaljenostjo 30 km od projekcije prelomne površine na površje (slika 4). Vrednost stavb v vplivnem območju je ocenjena na približno 44 milijard €, kar znaša skoraj



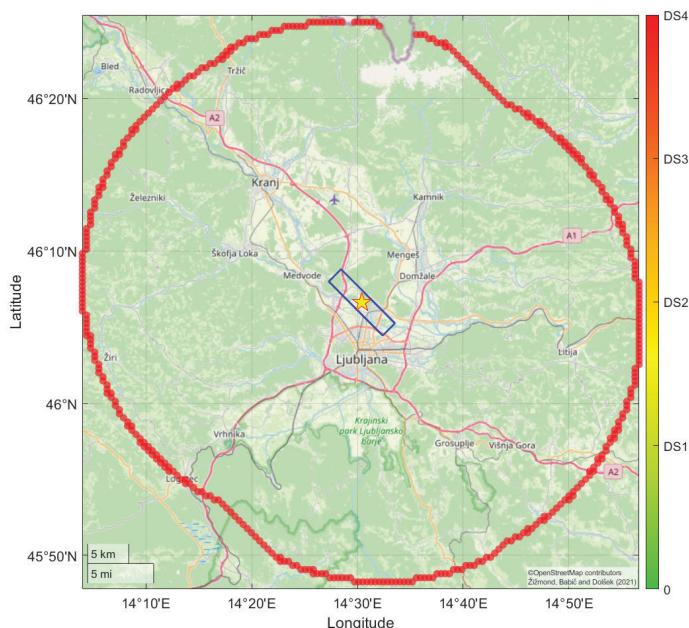
**Slika 3.** a), b) in c) Število stavb (vseh, zidanih, armiranobetonskih), katerih verjetnost prekoračitve stanja DS4 presega izbrane vrednosti, ter d), e) in f) Število stavb (vseh, zidanih, armiranobetonskih), katerih neposredna ekonomska izguba presega izbrane vrednosti.

polovico vrednosti celotnega stavbnega fonda v Sloveniji, v njih pa živi 676 tisoč ljudi. V nadaljevanju tega razdelka stavbe znotraj vplivnega območja imenujemo tudi izpostavljene stavbe.

Zaradi negotovosti polja pospeškov PGA glede na model gibanja tal smo polja pospeškov PGA za izbrani potresni scenarij simulirali 250-krat ( $N_{PGA}=250$ ). V simulacijah smo upoštevali tako negotovost zaradi razlik pospeškov med dvema dogodkoma kot tudi negotovost zaradi prostorske variabilnosti pospeškov

pri danem potresnem dogodku (glej razdelek 3.4). Na sliki 5 prikazujemo primer pospeškov PGA na skali in pospeškov PGA z upoštevanjem tipa tal na lokacijah objektov za eno simulacijo. Pospeški PGA z upoštevanjem tipa tal so prikazani samo za lokacije stavb. S sliko lahko vidimo, da se pospeški ne zmanjšujejo enakomerno z oddaljenostjo od projekcije prelomne površine, saj smo v simulacijah upoštevali tudi vpliv naključnosti potresne obtežbe ( $\epsilon_{ki}$ ), kot jo določa model za simulacijo gibanja tal (glej razdelek 3.4). Poleg tega je možno opaziti, da so pospeški PGA na tleh različnih tipov tal višji kot tisti na skali.

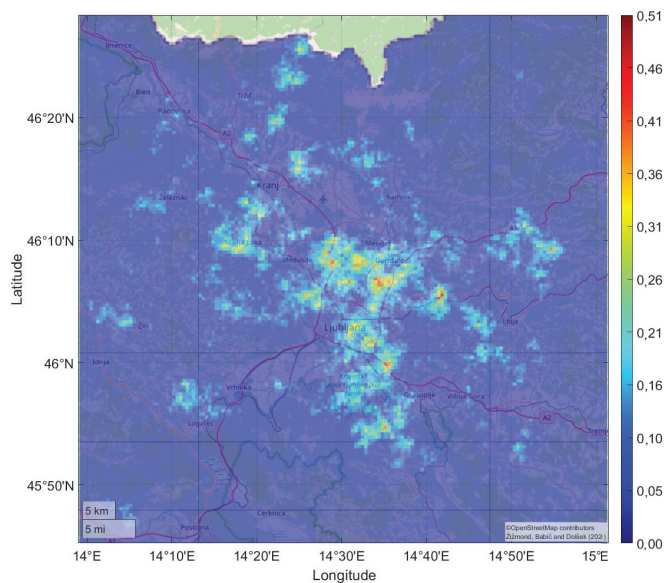




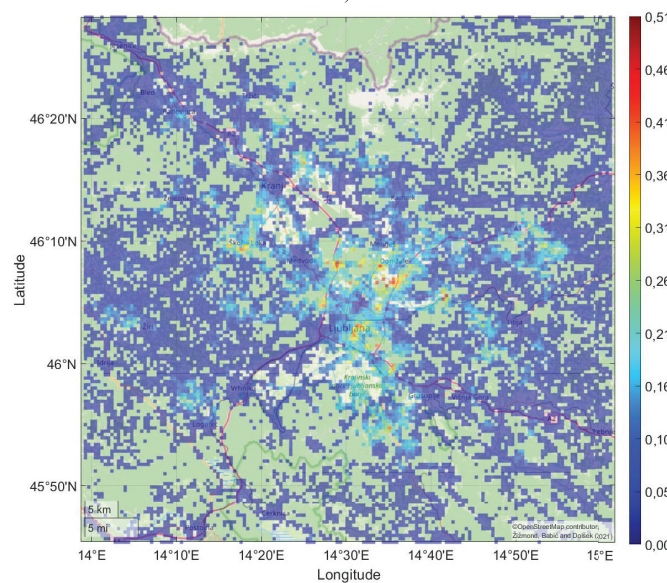
**Slika 4.** Predpostavljena lokacija epicentra potresa (rumena zvezda) in potencialno vplivno območje potresa, ki smo ga definirali z oddaljenostjo 30 km od projekcije prelomne površine na površje (moder pravokotnik).

Ker so krivulje ranljivosti stavb negotove (razdelek 3.2), smo poškodovanosti za vsako stavbo in polje pospeškov PGA simulirali 20-krat ( $N_{sim} = 20$ ). Posledično smo za vsako stavbo ocenili  $N_{PGA} \cdot N_{sim} = 5000$  stanj poškodovanosti. Za boljše predstavbo na sliki 6 prikazujemo poškodovanost stavb za izbrano simulacijo. Zaradi omejitve ločljivosti slik na formatu A4 ne prikazujemo poškodovanosti vsake stavbe posebej za izbrano simulacijo, temveč povprečno poškodovanost stavb na izbrano enoto geografske površine ( $0,25 \times 0,25$  km), ki se določi na osnovi poškodovanosti posameznih stavb znotraj geografske enote. Vidimo lahko, da se povprečna poškodovanost stavb prostorsko precej spreminja, kar je posledica slučajnosti polja pospeškov PGA, razlik v potresnih kapacitetah stavb in razlik v gostoti urbanege okolja. Za prikazano simulacijo (sliki 6a) je poškodovanost stavb razmeroma ugodna, kar je posledica simulacije razmeroma nizkih vrednosti polja pospeškov PGA in razmeroma visoke kapacitete stavb. Ravno obratne razmere so bile simulirane v simulaciji, prikazani na sliki 6b, kjer je poškodovanost stavb občutno višja. Stanja poškodovanosti stavb na sliki 6 so prikazana, da bralec dobi občutek o raztrosu poškodovanosti stavb po območju, ki je posledica negotovosti pri določitvi polja pospeškov PGA pri dani magnitudi in epicentru potresa, poseljenosti in kvalitete gradnje stavb. S teh slik ni možno sklepati, katera območja bi bila najbolj poškodovana pri točno določenem potresu, saj ne znamo vnaprej natančno predvideti gibanja tal.

Ob upoštevanju vseh simulacij polja PGA in krivulj ranljivosti (preglednica 3) lahko zaključimo, da bo med 11 % in 28 % (90-odstotna stopnja zaupanja) obravnavanega stavbnega fonda utrpelo poškodovanost stopnje DS1 ali DS2. Mediana števila stavb v stanju poškodovanosti DS3 znaša 11.680 stavb, kar je 8 % stavb v obravnavanem fondu. Mediana števila stavb v stanju poškodovanosti DS4 znaša 4637, kar je 3,2 % vseh izpostavljenih stavb, 90-odstotni interval zaupanja za to stanje



a)

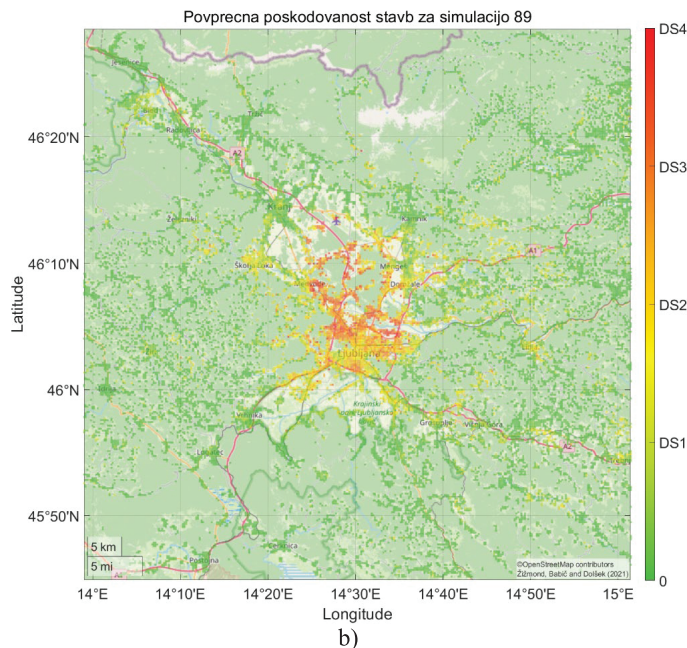
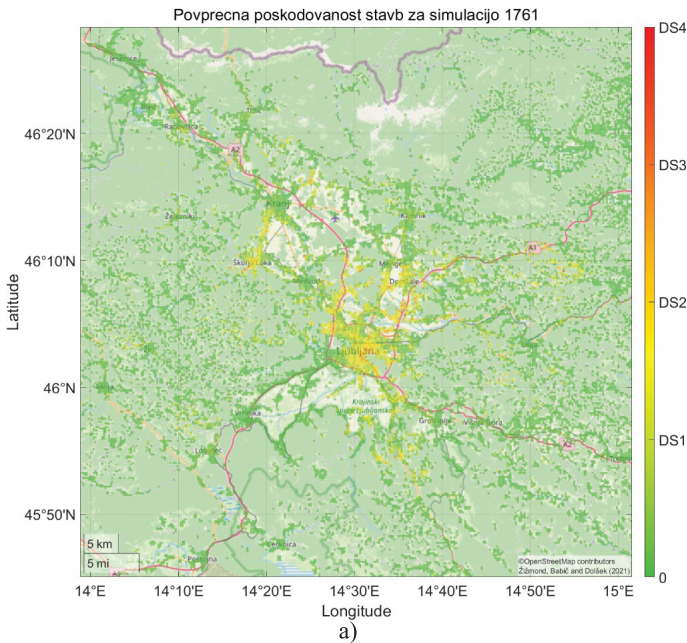


b)

**Slika 5.** Maksimalni pospešek tal za 1761. simulacijo kritičnega potresa ( $M_w=6,1$ , nadžarišče  $lat=46,111^\circ$   $lon=14,507^\circ$ ) za a) skalo na površju in b) z upoštevanjem uporabljenega modela tal.

poškodovanosti pa sega od 0,7 % do 11,0 % vseh izpostavljenih stavb. Poudariti velja, da je tako velik raztros predvsem posledica slučajnosti polja pospeškov PGA, medtem ko nanj v mnogo manjši meri vplivajo negotovosti v modelu ranljivosti stavb.

Na podlagi simulacij poškodovanosti stavb in uporabljenega modela posledic (razdelek 3.6) ocenjujemo, da bo izbrani potresni scenarij povzročil porušitev 668 stavb (mediana), medtem ko se vrednosti pripadajočega 90-odstotnega intervala zaupanja gibljejo med 139 in 2320. Pri tem naj še enkrat omenimo (glej poglavje 2), da se rezultati nanašajo na stavbe ali dele stavb vendar v poročilu zaradi jedrnatosti tako za cele stavbe kot za dele stavb uporabljamo izraz »stavbe«. Poleg



**Slika 6.** Karta povprečne poškodovanosti stavb na enoto površine  $0,25 \times 0,25$  km za a) simulacijo 1761, ki povzroči neposredno ekonomsko izgubo (škodo), ki približno ustreza 5. percentilu škode in b) simulacijo 89, ki povzroči škodo, ki približno ustreza mediani škode.

tega z upoštevanjem 90-odstotnega intervala zaupanja ocenjujemo, da bo število smrtnih žrtev znašalo med 57 in 1208, pri čemer je mediana tega števila ocenjena na 330, ter da se bo ekonomska izguba gibala med 2,5 in 16,4 milijarde € (mediana je ocenjena na 7,1 milijarde €). Glede na število poškodovanih stavb je pričakovana škoda precejšnja, kar je posledica dejstva, da se največja koncentracija škode pojavlja v centru Ljubljane, kjer je gostota stavbnih površin precej nad povprečjem gostote stavb v Sloveniji.

Posledice potresa	5. percentil	50. percentil	95. percentil
Št. stavb v DS1 Delež izpostavljenih stavb	16.537 11,3 %	20.418 14,0 %	23.878 16,3 %
Št. stavb v DS2 Delež izpostavljenih stavb	18.960 13,0 %	30.363 20,8 %	40.479 27,8 %
Št. stavb v DS3 Delež izpostavljenih stavb	4142 2,8 %	11.680 8,0 %	23.291 15,9 %
Št. stavb v DS4 Delež izpostavljenih stavb	962 0,7 %	4637 3,2 %	16.039 11,0 %
Št. porušenih stavb Delež izpostavljenih stavb	139 0,1 %	668 0,5 %	2320 1,6 %
Žrtve glede na ekvivalentno letno zasedenost stavb	57	330	1208
Pričakovana ekonomska izguba ( $10^9$ €)	2,5	7,1	16,4

**Preglednica 3.** Število stavb v izbranih stanjih poškodovanosti in pripadajoče posledice (število porušenih stavb, število smrtnih žrtev in pričakovana ekonomska izguba) za izbrani potresni scenarij. Rezultat so prikazani za 90-odstotni interval zaupanja in mediano.

## 5 UKREPI ZA POVEČANJE POTRESNE ODPORNOSTI V SLOVENIJI IN SKLEP

Rezultati analize potresnega tveganja stavbnega fonda v Sloveniji so pokazali, da Slovenija ni potresno odporna. Zato smo Ministrstvu za okolje in prostor RS v okviru Seizmičnega stresnega testa stavbnega fonda v Sloveniji pripravili načrt upravljanja potresnega tveganja do leta 2050 [Dolšek in sodelavci, 2020], v upanju, da ga bodo začeli v doglednem času realizirati. Primarni cilj načrta upravljanja potresnega tveganja so ukrepi za krepitev potresne odpornosti, ki obsegajo utrditev stavb oziroma nadomestne gradnje, vendar je zmotno prepričanje, da je takšne ukrepe možno realizirati, ne da bi izvedli nekatere druge ukrepe, kot so ukrepi za ovrednotenje potresne varnosti, ukrepi za širjenje informacij o potresni varnosti in ukrepi za zagotavljanje finančnih spodbud za krepitev potresne varnosti. Vsaka od teh kategorij ukrepov ima različen namen, čeprav so predlagani ukrepi medsebojno povezani. Na primer, ukrepi za ovrednotenje potresne varnosti, ki obsegajo pridobitev ustreznih podatkov o stavbnem fondu in izboljšanje modelov, uporabljenih v analizi potresnega tveganja, so usmerjeni k povečanju zanesljivosti ocene potresne varnosti, s tem pa omogočajo racionalnejše odločitve glede utrditve oz. nadomestitve stavb in bolj smotrno delitev finančnih spodbud. Ukrepi za širjenje informacij o potresnem tveganju se nanašajo na izvedbo seiz-



mičnih stresnih testov posameznih stavb in stavbnega fonda ter javni prikaz njihovih rezultatov v obliki potresnih izkaznic, ti ukrepi pa bodo predvidoma povečali angažiranost deležnikov za izvedbo ukrepov utrditve in ukrepov za ovrednotenje potresne varnosti. Enak namen imajo ukrepi za zagotavljanje finančnih spodbud. Ti obsegajo ustanovitev Sklada za krepitev potresne odpornosti, katerega cilj je zagotavljanje investicij za vse preostale kategorije ukrepov. Seizmični stresni test stavbnega fonda v Sloveniji [Dolšek in sodelavci, 2020], katerega del je tudi analiza potresnega tveganja, ki je prikazana v tem članku, je možno in seveda tudi smiselno izboljšati in periodično ponavljati, saj so nekateri vhodni podatki še precej neceloviti. Periodičnost seizmičnega stresnega testa pa je treba razumeti kot sestavni del upravljanja tveganj, saj omogoča spremljanje krepitve oziroma nazadovanja potresne odpornosti skupnosti.

## 6 ZAHVALA

Metodologija za izvedbo seizmičnega stresnega testa je rezultat temeljnega raziskovalnega projekta Seizmični stresni test grajenega okolja (J2-8159) in raziskav v okviru raziskovalnega programa Potresno inženirstvo (P2-0185), ki ju financira Javna Agencija za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije (ARRS). Avtorji se za podporo zahvaljujemo ARRS. Prav tako se zahvaljujemo Ministrstvu za okolje in prostor RS in viš. pred. dr. Miranu Ferlanu, ki sta nam pomagala zbrati potrebne podatke za izvedbo analize. Ministrstvu za okolje in prostor se zahvaljujemo tudi za financiranje aplikacije metodologije na primeru stavbnega fonda Republike Slovenije.

## 7 LITERATURA

24ur.com, <https://www.24ur.com/novice/slovenija/kako-varneso-stavbe-v-sloveniji-pred-mocnimi-potresi.html>, datum vpogleda: 26. 10. 2021, 2021.

Akkar, S., Sandikkaya, M.A., Senyurt, M., Azari Sisi, A., Ay, B.O., Traversa, P., Douglas, J., Cotton, F., Luzi, L., Hernandez, B., Godey, S., Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE), *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 311–339, 2014.

Ancheta, T.D., Darragh, R.B., Stewart, J.P., Seyhan, E., Silva, W.J., Chiou, B.S.J., Wooddell, K.E., Graves, R.W., Kottke, A.R., Boore, D.M., Kishida, T., Donahue, J.L., NGA-West2 database, *Earthquake Spectra*, 30, 989–1005, 2014.

ARSO, Agencija Republike Slovenije za okolje, Akcelerogrami zabeleženi v Sloveniji med potresom 29.12.2020 z epicentrom v Petrinji, 2021.

Babič, A., Potresni obremenitveni test za montažne armirano-betonske hale, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2017.

Bradley, B.A., Structure-Specific Probabilistic Seismic Risk Assessment, Doktorska disertacija, University of Canterbury, Department of Civil and Natural Resources Engineering, Christchurch, Nova Zelandija, 2009.

Bradley, B. A., Dhakal, R. P., Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(15), 1721–1737, 2008.

Baker, J. W., Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection, *Journal of Structural Engineering*, 137, 322–331, 2011.

Bindi, D., Massa, M., Luzi, L., Ameri, G., Pacor, F., Puglia, R., Augliera, P., Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 391–430, 2014a.

Bindi, D., Massa, M., Luzi, L., Pacor, F., Puglia, R., Augliera, P., Ameri, G., Erratum to: Pan-European ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods up to 3.0 s using the RESORCE dataset (*Bull Earthquake Eng*, 10.1007/s10518-013-9525-5), *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 431–448, 2014b.

CEN/TC 250/SC8, wdEN1998-1-1, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance—Part 1-1: General Rules and Seismic Action, CEN European Committee for Standardisation, Bruselj, Belgija, 2020.

CRP, spletna stran Centralnega registra prebivalstva <https://nio.gov.si/nio/asset/nio-centralni+register+prebivalstva+crp+vpogled+preko+emso?lang=sl>, Centralni register prebivalstva, Vlada RS, Ministrstvo za notranje zadeve, datum vpogleda: 26. 10. 2021, 2021.

Dolšek, M. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2002.

Dolšek, M., Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8, 939–953, 2012.

Dolšek, M., Lazar Sinkovič, N., Žižmond, J., IM-based and ED-P-based decision models for the verification of the seismic collapse safety of buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46, 1–18, 2017.

Dolšek, M., Žižmond, J., Babič, A., Lazar Sinkovič, N., Jamšek, A., Gams, M., Isaković, T., Seizmični stresni test stavbnega fonda Republike Slovenije (2020–2050), Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, 2020.

Fajfar, P., Pregled nekaterih programov potresnega utrjevanja in izbor pregledne literature s področja potresne ogroženosti šol, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2017.

Ferlan, M., Herlec, U., Digitalna geološka karta in GIS, Geografski informacijski sistemi v Sloveniji 1999–2000, zbornik referatov simpozija, Ljubljana, 26. september 2000, 209–225, 2000.

Ferlan, M., Herlec, U., Konceptualni model GIS-a za geologijo, Geografski informacijski sistemi v Sloveniji 2001–2002, 87–95, 2002.

HAZUS MH 2.1, Technical Manual, Multi-Hazard Loss Assessment Methodology, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, ZDA, 2015.

Ibarra, L. F., Krawinkler, H., Global collapse of frame structures under seismic excitations. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, Kalifornija, ZDA, 2005.

ICPD, Presidency of the Council of Ministers Italian Civil Protection Department. National Risk Assessment. Overview of the Potential Major Disasters in Italy: Seismic, Volcanic, Tsuna-

mi, Hydro-Geological/hydraulic and Extreme Weather, Droughts and Forest Fire Risks; ICPD: Rim, Italija, 2018.

Jamšek, A., Seizmični stresni test z nepopolnimi podatki o stavbi, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2020.

Jayaram, N., Baker, J. W., Correlation model for spatially distributed ground-motion intensities, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 1687-1708, 2009.

Kappos, A. J., Panagopoulos, G., Panagiotopoulos, C., Penelis, G., A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4, 391-413, 2006.

Kilar, V., Kušar, D., Assessment of the earthquake vulnerability of multi-residential buildings in Slovenia = Ocena potresne ogroženosti večstanovanjskih zgradb v Sloveniji, *Acta geographica Slovenica*, 49(1), 89-118, 2009.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Probabilistic seismic hazard assessment methodology for distributed seismicity, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93, 2502-2515, 2003.

Lazar Sinković, N., Dolšek, M., Fatality risk and its application to the seismic performance assessment of a building, *Engineering Structures*, 205, 2020.

Luco, N., Ellingwood, B. R., Hamburger, R. O., Hooper, J. D., Kimball, J. K., Kircher, C. A., Risk targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, *Structural Engineers Association of California convention*, Squaw Creek, California, 2007.

Lutman, M., Klemenc, I., Weiss, P., Zupančič, P., Šket Motnikar, B., Banovec, P., Cerk, M., POTROG – Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite, *Zavod za gradbeništvo*, 2013.

NIBS, National Institute of Building Sciences, Multihazard loss estimation methodology – Earthquake model (HAZUS 09 technical manual), Poročilo pripravljeno za Federal Emergency Management Agency, 712 str., 2009.

Pavel, F., Vacareanu, R., Scenario-based earthquake risk assessment for Bucharest, Romania, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 20, 138-144, 2016.

PEG, spletna stran PEG gradbenega portala–Projektantske Ocene Investicij <http://www.peg-online.net/ocene-investicij>, PeG podatkovniki d.o.o., datum vpogleda: 10. 2. 2020, 2020.

Pitilakis, K., Argyroudis, S., Kakderi, K., Argyroudi, A., SYNER-G Project: Deliverable D8.20: Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain, Aristotle University of Thessaloniki & Commission of the European Communities–Directorate General Joint Research Centre, Ispra, Italija, 2013.

Porter, K.A., Kiremidjian, A.S., Assembly-Based Vulnerability of Buildings and Its Uses in Seismic Performance Evaluation and Risk Management Decision-Making, Stanford University, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford, CA, ZDA, 2001.

Porter, K., Kennedy, R., Bachman, R., Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering, *Earthquake Spectra*, 23(2), 471-489, 2007.

REN, spletna stran Registra nepremičnin <https://eprostor.gov.si/imps/srv/api/records/26252870-5100-4408-a3e0-54ea80eb3612>, Register nepremičnin, Ministerstvo za okolje in prostor, Geodetska uprava Republike Slovenije, datum vpogleda: 26. 10. 2021, 2021.

Schäfer, D., Scherer, R., Pietsch, M., Wenzel, H., SYNER-G Project: Deliverable D7.1: Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain, SYNER-G D7.1–Functional Fragility Curve Archive, Vienna Consulting Engineers: Dunaj, Avstrija, 2011.

Snoj, J., Ocena potresnega tveganja zidanih stavb, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Ljubljana, 2014.

Snoj, J., Dolšek, M., Pushover-based seismic risk assessment and loss estimation of masonry buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49, 567-588, 2020.

Starbuck, W.H., Perspective–Cognitive Reactions to Rare Events: Perceptions, Uncertainty, and Learning, *Organization Science*, 20, 925-937, 2009.

Strasser, F. O., Bommer, J. J., Şeşetyan, K., Erdik, M., Çağnan, Z., Irizarry, J., Goula, X., Lucantoni, A., Sabetta, F., Bal, I. E., Crowley, H., Lindholm, C., A comparative study of European earthquake loss estimation tools for a scenario in Istanbul, *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 246-256, 2008.

Šket Motnikar, B., Nova karta potresne nevarnosti Slovenije in metodologija izdelave, Slovenski inženirski dan, Sobivanje s potresi in drugimi naravnimi nesrečami, Ljubljana, 2021.

Vidrih, R., Godec, M., Ljubljanski potres leta 1895 in njegov vpliv na razvoj gradbeno-tehničnih predpisov, *UJMA*, 231-237, 1995.

Woessner, J., Laurentiu, D., Giardini, D., Crowley, H., Cotton, F., Grünthal, G., Valensise, G., Arvidsson, R., Basili, R., Demircioglu, M.B., Hiemer, S., Meletti, C., Musson, R. W., Rovida, A. N., Şeşetyan, K., Stucchi, M. in The SHARE Consortium, The 2013 European Seismic Hazard Model: Key components and results, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 3553-3596, 2015.

Weatherill, G., Esposito, S., Iervolino, I., Franchin, P., Cavalieri, F., Framework for Seismic Hazard Analysis of Spatially Distributed Systems, V SYNER-G: Systemic Seismic Vulnerability and Risk Assessment of Complex Urban, Utility, Lifeline Systems and Critical Facilities, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Uredniki: Pitilakis, K., Franchin, P., Khazai, B., Wenzel, H., Springer: Dordrecht, Nizozemska, 2014.

UL RS, Pravilnik o metodologiji izdelave in izdaji energetske izkaznice stavb. Uradni list RS, št. 92/14, Uradni list Republike Slovenije, 10302-10321, 2014.

UL RS, Pravilnik o spremembah Pravilnika o metodologiji izdelave in izdaji energetske izkaznice stavb. Uradni list RS, št. 47/19, Uradni list Republike Slovenije, 6040, 2019.

Zupančič, P., Mencin, E., Trobec, A., Gosar, A., Izdelava strokovnih podlag za določitev potresne obtežbe na obravnavanih območjih, Del A: Tipologija tal, POTROG – Potresna ogroženost v Sloveniji za potrebe Civilne zaščite, *Zavod za gradbeništvo*, 2013.

Zupančič, P., Agencija RS za okolje, Republika Slovenija, Ministrstvo za okolje in prostor, osebna komunikacija, 2020.



asist. dr. David Antolinc, univ. dipl. inž. grad.  
david.antolinc@fgg.uni-lj.si  
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in  
geodezijo,  
Jamova 2, 1000 Ljubljana



Robi Ponjavič, dipl. inž. grad.  
robi.ponjavic@diviar.com  
Diviar, d. o. o.,  
Rožna dolina, cesta XI/30, 1000 Ljubljana



Znanstveni članek  
UDK 624.046.2:691.175

# NOSILNOST NATEZNO OBREMENJENIH VIJAČNIH PREKLOPNIH SPOJEV S STEKLENIMI VLAKNI UTRJENIH PLOŠČATIH POLIMERNIH KOMPOZITNIH ELEMENTOV

## TENSILE LOAD BEARING CAPACITY OF BOLTED LAP JOINTS MADE OF GLASS FIBER REINFORCED POLYMER COMPOSITE STRIP PROFILES

### Povzetek

V prispevku so najprej izpostavljeni glavni izzivi pri snovanju konstrukcij, v celoti narejenih iz z vlakni ojačanih polimernih kompozitnih elementov oz. armirane plastike. Poseben izziv predstavljajo spoji takšnih elementov, zato v nadaljevanju prispevka obravnavamo pogosto uporabljene natezno obremenjene vijake spoje iz polimernih kompozitnih ploščatih elementov, ojačanih s steklenimi vlakni (GFRP), spojenih z enim jeklenim vijakom M24. Glede na priporočila za dimenzioniranje takšnih spojev iz tuje literature in predvsem smernice za razvoj standarda Evrokod za projektiranje konstrukcij iz armirane plastike smo določili tri robne oddaljenosti luknje za vijak in nato izvedli natezni preizkus spojev. Robna oddaljenost središča luknje je bila odvisna od premera spojnega vijaka  $d$  in je od roba priključnih elementov znašala  $1,5d$ ,  $3,5d$  in  $7d$ . S testi smo preverili ustreznost v smernici »Prospect for new guidance in the design of FRP« ([Ascione, 2016]) podanih analitičnih izrazov za določitev nosilnosti natezno obremenjenih spojev in hkrati tudi porušni mehanizem, ki se vzpostavi zaradi bočnega pritiska povezovalnega vijaka. Na osnovi analize eksperimentalnih rezultatov so na koncu podani komentarji na omejitve za zasnovano in načrtovano natezno obremenjenih spojev iz ploščatih FRP-elementov z enim vijakom v navezavi na predhodno omenjene smernice. Iz primerjave eksperimentalnih rezultatov z vrednostmi, dobljenimi z analitičnimi izrazi, lahko sklepamo, da z analitičnimi rezultati dobimo zelo konservativne rezultate in da bi analitične izraze lahko optimizirali.

Ključne besede: kompozit, s steklenimi vlakni armirana plastika (GFRP), bočni pritisk, natezno obremenjen vijakeni spoj, nosilnost, porušni mehanizem

## Summary

The present article highlights the main technical and design challenges of using fiber reinforced plastics (FRP) composite materials as the main structural material. Connection details between composite FRP elements present a special challenge. Therefore, within the present study, commonly used bolted lap connections assembled of glass fiber reinforced polymer composite GFRP plates, connected with one steel bolt M24, were studied and analyzed. According to the design recommendations from the literature and particularly from the EC standard development guidance for composite FRP structural design for this type of connections, three different distances  $e$  between the loaded GFRP plate edge and the center of the bolt hole with diameter  $d_0$  were defined. The first distance of the hole centerline  $e$  was  $1.5d$ , second  $3.5d$  and the third one at a distance of  $7d$  from the edge of the GFRP plate. The tensile tests were conducted in order to verify the adequacy of the analytical expressions provided in document »Prospect for new guidance in the design of FRP« ([Ascione, 2016]), which is proposed for the design of bolted lap connections, and the definition of their failure mechanisms. Based on the experimental analysis results, the comments on the design limitations provided in the above mentioned guidelines are given for the considered lap joints. The comparison of the experimental and analytical results shows that the analytical expressions give very conservative results and that these expressions could be optimized.

Key words: Composite, Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP), bearing stress, bolted connection, tension load capacity, failure mechanisms

## 1 UVOD

Z vlakni utrjeni polimerni kompozitni materiali oz. armirane plastike so napredni in visoko nosilni materiali, sestavljeni iz dveh ali več komponent, običajno iz armirnih vlaken v polimerni matrici [Žarnić, 2002]. Kljub temu da armirane plastike po svojih lastnostih predstavljajo velik potencial za uporabo v konstrukcijske namene, je v Sloveniji gradbena stroka v primerjavi z drugimi panogami dokaj konservativna pri uporabi le-teh v praksi in jih sprejema z zadržki. Običajno se jih v gradbeništvu uporablja v obliki trakov in plošč predvsem za sanacije in ojačitve dotrajanih ali poškodovanih konstrukcijskih ele-



postavljen na podpore je bila zabetonirana tlačna AB-plošča z armaturnimi palicami iz kompozitne armirane plastike. Za prevzem strižnih napetosti in za preprečitev lokalnega uklona kompozitnega nosilca na mestu podpor pa je bilo vgrajeno AB-polnilo v tankostenske nosilce iz armirane plastike in med njimi.

Obstaja veliko število že izvedenih mostnih konstrukcij, ki so v celoti narejene iz armirane plastike, predvsem v primerih, kjer pride do izraza njihova majhna teža, visoka nosilnost, korozijska odpornost in odpornost proti utrujanju. Običajno so to palični nosilni konstrukcijski sistemi iz pultrudiranih profilov, narejenih iz armirane plastike, ki so spojeni z vijačnimi spoji,



**Slika 1.** Spodnji del kompozitnega nosilca, pripravljen v delavnici (levo), in hibridni sovprežni most, sestavljen iz spodnjega FRP-nosilca in tlačne AB-plošče, čez reko Ryjak na Poljskem (desno) [Siwowski, 2019].

mentov. Kljub temu po svetu že obstaja večje število zgrajenih gradbenih objektov, kjer kompozitne armirane plastike nastopajo v delih ali v celoti kot primarni material nosilne konstrukcije. Za primer dobre prakse uporabe kompozitne armirane plastike v konstrukcijske namene predstavlja hibridna sovprežna izvedba mostnih konstrukcij, kot je to prikazano na sliki 1, za primer študije postavitve mostu na Poljskem čez reko Ryjak [Siwowski, 2019]. V tem primeru je spodnji mostni nosilec, ki je obremenjen natezno in strižno, narejen iz laminatov kompozitne armirane plastike kot tankostenski profil z vgrajenimi strižnimi čepi (slika 1, levo). Na vnaprej pripravljen nosilec in

kot je prikazano na sliki 2. Most za pešce v Pontresini (slika 2, levo) v švicarskih Alpah, zgrajen leta 1997, je eden izmed prvih tovrstnih mostov v svetovnem merilu in je bil že dvakrat prepeljan v laboratorij na podrobnejši pregled in testiranje. Po 17 letih se je izkazalo, da je matrica iz časa proizvodnje elementov občutljiva za UV-sevanje sonca [Keller, 2015]. V drugem primeru mostu za pešce v Lleidi (Španija), ki je v celoti sestavljen iz pultrudiranih profilov, povezanih z vijačnimi spoji, in poteka čez železniško progo, gre za enega daljših tovrstnih mostov, pri katerem glavna razpetina znaša 38 m [Pedelta, 2021]. Majhna masa mostu v Pontresini omogoča transport tudi s helikop-



**Slika 2.** Most za pešce v Pontresini (levo) [Keller, 2016] in most za pešce v Lleidi čez železnico [Structurae, 2021], ki sta v celoti narejena iz profilov, narejenih iz armirane plastike in povezanih z vijačnimi spoji.

terjem, kar je bil eden izmed projektnih pogojev. Koncept lahke mostne konstrukcije v Lleidi pa omogoča montažo celotne mostne konstrukcije ob premostitveni razpetini in nato postavitev celotne konstrukcije z dvigalom na podpore v zelo kratkem času.

Prednosti uporabe kompozitov iz armirane plastike pri gradnji nosilne konstrukcije se kažejo predvsem v majhni lastni teži, visoki nosilnosti in korozijski odpornosti. Glavni izzivi in problemi pri takšnih konstrukcijah se pojavijo pri zagotavljanju mejnega stanja uporabnosti (omejevanje pomikov) [Koren, 2017], pri izvedbi spojev posameznih konstrukcijskih elementov, zagotavljanju požarne odpornosti in odpornosti proti UV-sevanju sonca. Na nivoju posameznih elementov iz armirane plastike je ustrezna kakovost lahko zagotovljena v tovarni pri proizvajalcu v kontroliranih pogojih, večji problem pa v končni fazi za projektanta predstavljajo spoji, katerim je namenjen velik del nastajajočega standarda Evrokod. V praksi je možno povezati konstrukcijske elemente iz armirane plastike z lepljenjem, vijakom in kombinacijo obojega. Najbolj togi in varni so kombinirani spoji, medtem ko so vijaki najbolj podajni, vendar so po drugi strani najlažji za izvedbo in kontrolo.

Glede na to, da vijaki spoji predstavljajo največji potencial za uporabo pri gradnji lahkih paličnih nosilnih konstrukcij za potrebe v gradbeništvu, sta bili narejeni študija in eksperimentalna analiza osnovnega vijaknega spoja z enim vijakom. V nadaljevanju tega prispevka je predstavljena eksperimentalna analiza 12 preizkušancev, na katerih smo preverili vpliv robne razdalje luknje za spojni vijak na bočno nosilnost s steklenimi vlakni utrjene polimerne kompozitne (GFRP) plošče za 3 različne razdalje. Hkrati smo preverili tudi izraze za kontrolo nosilnosti obravnavanih vijaknih spojev, podanih v predlogu za nastajajoči standard Evrokod za projektiranje kompozitnih konstrukcij iz armirane plastike.

## 2 GLAVNI IZZIVI PRI KONSTRUKCIJAH, IZDELANIH V CELOTI IZ ARMIRANE PLASTIKE

Glavni zadržki pred širšo uporabo armirane plastike za gradnjo konstrukcij, v celoti narejenih iz armirane plastike v Sloveniji, v osnovi izvirajo iz pomanjkanja izkušenj gradbene stroke s temi materiali in iz manjkajočega standarda Evrokod za projektiranje konstrukcij iz armirane plastike, ki je sicer v nastajanju [Ascione, 2016]. V zadnjem obdobju, še posebej po sprejetju evropskega zelenega dogovora, se veliko pozornosti namenja krožnemu gospodarstvu in zahtevam, ki jih morajo izpolnjevati tudi gradbeni materiali in konstrukcije, saj je gradbeništvo velik porabnik materialov z velikim ogljičnim odtisom. Glede na že omenjene zadržke uporabe armiranih plastik v gradbeništvu in za spodbudo iskanja rešitev, ki sovpadajo s konceptom krožnega gospodarstva, je bila pred kratkim pri Gospodarski zbornici Slovenije organizirana spletna konferenca z naslovom »Uporaba ojačenih polimernih kompozitov v gradbeništvu krožnega gospodarstva«, ki je tudi v celoti objavljena na njihovi spletni strani [GZS, 2021]. Na konferenci so bili še posebej osvetljeni izzivi in tudi priložnosti za uporabo armiranih plastik v gradbeništvu. Eden izmed glavnih izzivov je reciklaža armiranih plastik. Narava armiranih plastik je namreč takšna, da jih je po odsluženju dobi težje ali celo nemogoče razstaviti na

posamezne komponente. S tem ne zadostimo pogoju t. i. ekodizajna, ki je temelj krožnega gospodarstva. Najbolj primerne metode za reciklažo armiranih plastik so sicer piroliza, energijska in surovinska izraba pri proizvodnji cementa in ponovna uporaba v druge namene. Ogljični odtis armiranih plastik lahko zmanjšamo z uporabo polimernih matric, pridobljenih iz naravnih materialov, če pa mu dodamo še naravna ojačitvena vlakna, dobimo kompozit z minimalno vgrajeno energijo in s tem praktično zanemarljiv ogljični odtis materiala [Smiths, 2016].

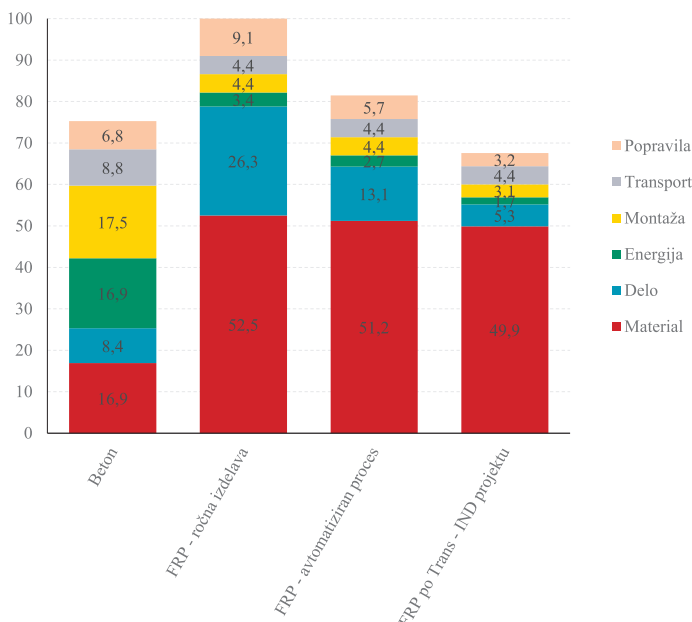
Konstrukcijski elementi iz armiranih plastik so običajno narejeni iz tankostenskih laminatov, kjer so posamezne lamele armirane z vlakni v različnih medsebojnih smereh. To nam omogoča, da lahko pri projektiranju takšnega elementa optimiziramo nosilnost elementov v posameznih smereh za specifično obremenitev. Možnost projektiranja od nivoja mikromehanike do globalne analize konstrukcije po drugi strani pomeni zelo kompleksno in dolgotrajno analizo, kar v kombinaciji s pomanjkanjem izkušenj in standarda za projektiranje predstavlja glavno oviro pred splošnim sprejetjem armiranih plastik v praksi.

Konstrukcijski elementi iz armiranih plastik so zelo trajni, odporni proti koroziji in v splošnem zahtevajo manj vzdrževanja. Kljub temu so se na prvih primerih konstrukcij iz armirane plastike (npr. most v Pontresini, slika 2, levo) pokazale težave zaradi propadanja površine polimerne matrice pod vplivom sevanja UV-žarkov, kar povzroča t. i. »cvetenje vlaken«. Ta problem se danes rešuje z nanosom zaščitnega poliestrskega sloja (»gel coat«), ki varuje matrico pred propadanjem zaradi UV-sevanja.

Navsezadnje pomembno vlogo pri uvedbi armiranih plastik v prakso igra tudi cena materiala, ki je bistveno večja kot pri konvencionalnih konstrukcijskih materialih. V okviru evropskega projekta Trans-IND, pri katerem je v preteklosti sodeloval tudi Gradbeni inštitut ZRMK, so razvijali stroškovno učinkovit konstrukcijski sistem mostne konstrukcije, kjer armirane plastike nastopajo v vlogi glavnega konstrukcijskega materiala [Jarc Simonič, 2010]. Na sliki 3 je grafično prikazana primerjava stroškov za izgradnjo mostne konstrukcije s konstrukcijskim sistemom, predstavljenim v uvodu na sliki 1, za primer v čisti armiranobetonski izvedbi, ročni izvedbi iz armirane plastike, avtomatizirani izvedbi iz armirane plastike in še izboljšani avtomatizirani izvedbi iz armirane plastike ([Jarc Simonič, 2010], [Trans-IND, 2012]). Očitno je strošek materiala pri armiranobetonski izvedbi približno trikrat manjši, medtem ko je strošek montaže in vložene energije bistveno večji pri armiranobetonski izvedbi v primerjavi z varianto iz armirane plastike. Veliko stroškov pri kompozitni varianti lahko privarčujemo, če ročno izdelavo laminata iz armirane plastike zamenjamo z avtomatiziranim procesom, ki so ga v okviru projekta Trans-IND še dodatno optimirali. S tem so pokazali, da je možno strošek kompozitne mostne konstrukcije iz armirane plastike približati ceni običajne armiranobetonske izvedbe ob upoštevanju vseh stroškov v življenjski dobi objekta. Čeprav je v okviru projekta bilo pokazano, da je varianta z optimiziranim proizvodnim procesom mostnih nosilcev iz armirane plastike cenovno konkurenčna s klasično AB-izvedbo, do uporabe takšnega sistema v Sloveniji še ni prišlo. Razlogov je več, med glavnimi pa je zagotovo manjkajoči standard Evrokod za projektiranje konstrukcij iz armiranih plastik. Drugi glavni razlog, ki je povezan tudi s prvim, pa je pomanjkanje izkušenj gradbene stroke



z armiranimi plastikami v funkciji glavnega konstrukcijskega materiala. V primeru izbire konstrukcijskega sistema z armirano plastiko pa bi stroški projektiranja zaradi pomanjkanja izkušenj in bolj kompleksne analize verjetno nekoliko spremenili stroškovna razmerja na sliki 3 v korist klasični AB-izvedbi.



Slika 3. Relativna primerjava stroškov za izdelavo AB- in kompozitne mostne FRP-konstrukcije [Jarc Simonič, 2010].

## 2.1 Spoji elementov iz armirane plastike in smernice za njihovo načrtovanje in dimenzioniranje

Za dimenzioniranje in kontrolo ustreznosti posameznih kompozitnih elementov iz armirane plastike in spojev med njimi obstajajo različne smernice in interni priročniki posameznih večjih proizvajalcev kompozitnih armiranih plastik, kot je na primer priročnik Fiberline Design Manual [Thorning, 2003] podjetja Fiberline. Med najbolj znanimi splošnimi priročniki je že nekoliko zastareli EUROCOMP Design Code and Handbook [Clark, 1996], ki je bil pripravljen v obliki in formatu, podobnem, kot je to pri obstoječih Evrokodih za projektiranje konstrukcij. V nekaterih državah obstajajo tudi nacionalne smernice in priporočila za projektiranje kompozitnih konstrukcij iz armirane plastike ([CROW-CUR, 2019], [CD 368, 2020], [CNR, 2008], [ASCE, 2010], [ACMA, 2016], [DIBt, 2019], [BÜV, 2014], [DIN, 2016], [DNV, 2016]), na osnovi katerih je nastalo znanstveno in tehnično poročilo z naslovom »Prospect for new guidance in the design of FRP« [Ascione, 2016], ki ga je pripravila delovna skupina CEN/TC250 WG4 Evropskega komiteja za standardizacijo. V poročilu so zbrani vsi relevantni podatki, navodila, primeri dobre prakse in postopki s področja projektiranja konstrukcij iz armiranih plastik in je bilo napisano kot osnova za razvoj bodočega standarda Evrokod za projektiranje konstrukcij iz armiranih plastik. Obstoječi priročniki se med sabo razlikujejo predvsem v varnostnih faktorjih, koncepti dimenzioniranja elementov iz armiranih plastik in spojev med njimi pa so si podobni. V nadaljevanju smo se osredotočili na pravila za kon-

trolo nosilnosti natezno obremenjenih vijlačnih spojev z enim vijakom, ki so obravnavana v tehničnem poročilu in smernici »Prospect for new guidance in the design of FRP« [Ascione, 2016]. V priročniku so za tovrstne vijlačne spoje ploščatih elementov iz armirane plastike navedeni 4 možni porušni mehanizmi. Od tega trije predstavljajo porušitev priključnih ploščatih elementov iz armirane plastike in en prestrig jeklenega vijaka. V preglednici 1 so prikazane tri možne oblike porušitve ploščatih priključnih elementov iz armirane plastike (PO1, PO2 in PO3) z navedenimi izrazi za kontrolo nosilnosti in možnost nastanka določene porušne oblike. Dodatno sta prikazani še dve porušni obliki (PO4 in PO5), ki sta navedeni v priročniku Fiberline Design Manual [Thorning, 2003] in sta v dokumentu, ki ga je pripravila delovna skupina CEN/TC250 WG4, izpuščeni. Oblika porušnega mehanizma natezno obremenjenega spoja z enim vijakom je odvisna od konfiguracije premera vijaka  $d$ , debeline  $t$  in širine  $w$  priključnega ploščatega elementa iz armirane plastike in robne oddaljenosti  $e$  luknje za vijak v priključnem FRP-elementu. Pomen spremenljivk  $f_{t,0}$ ,  $f_{c,0}$ ,  $f_{t,90}$ ,  $f_{c,90}$ ,  $f_{br,0}$ ,  $f_{br,90}$  in  $f_v$ , ki predstavljajo trdnostne karakteristike materiala armirane plastike, je predstavljen v preglednici 2, na skicah in v izrazih pa nastopajo še sledeče spremenljivke:

- $b = d$  širina območja ob robu plošče iz armirane plastike, kjer se pojavijo natezne napetosti v smeri pravokotno na potek obremenitve,
- $d_0$  premer odprtine v lameli iz armirane plastike za jeklen spojni vijak,
- $v$  kot, pod katerim se bočni pritisk pred vijakom razporedi v poševni smeri glede na smer obremenjevanja,
- $V_{sb,d}$  sila, ki se prenese z vijaka na spojni element (maksimalno je strižna nosilnost vijaka),
- $F1, F2, F3$  komponente sile, ki se prenesejo iz vijaka na priključni element iz armirane plastike,
- $f_{c,v}$  minimalna tlačna trdnost priključenega elementa iz armirane plastike pod kotom  $v$  v diagonalni smeri glede na potek glavnih utrditvenih vlaken oz. smeri obremenjevanja,
- $\theta$  kot med osjo pultruzije oz. smeri glavnih utrditvenih vlaken in smerjo obremenitve elementa iz armirane plastike.

Za porušno obliko PO1, ki se vzpostavi v primeru pretрга natezno obremenjenih vlaken pasnice iz armirane plastike ob spojnem jeklenem vijaku (pretrg neto prereza), sta za izračun nosilnosti neto prereza navedena dva izraza. Prvi se uporablja, če je smer prenosa obtežbe iz spojnega vijaka na pasnico iz armirane plastike pod manjšim kotom  $\theta$  (med  $0^\circ$  in  $5^\circ$ ) glede na potek glavnih ojačitvenih vlaken in smeri pultruzije elementa, drugi pa za primer, ko je kot  $\theta$  med  $5^\circ$  in  $90^\circ$ . V izrazih 1) in 2) nastopajo še spremenljivke za faktor koncentracije napetosti  $k_{cc}$ , za katerega se upošteva, da je enak 3,75, če z dodatno analizo ne poznamo bolj natančne vrednosti. Porušna oblika PO2 nastopi v primeru prekoračitve tlačne trdnosti materiala armirane plastike na neposrednem stiku s spojnim vijakom v smeri glavnih ojačitvenih vlaken  $f_{br,0}$  ali v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken  $f_{br,90}$  zaradi preseženih bočnih pritiskov. Za pasnico iz armirane plastike, pri kateri so glavna ojačitvena vlakna pod kotom  $\theta$  med  $0^\circ$  in  $5^\circ$  glede na smer obremenjevanja preko spojnega vijaka, uporabimo izraz 3), medtem ko za večje kote  $\theta$  med  $5^\circ$  in  $90^\circ$  velja izraz 4). Nosilnost na bočni pritisk je treba še dodatno reducirati s faktor-

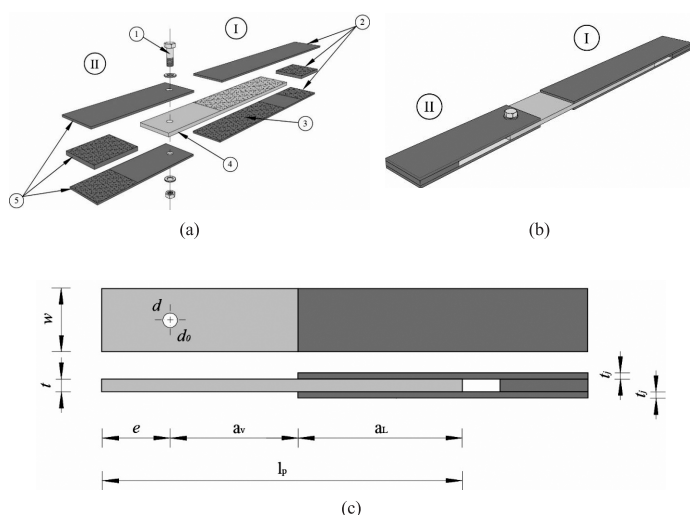
	Porušna oblika	Opis porušitve	Izraz za kontrolo nosilnosti
Porušne oblike iz tehničnega poročila CEN/TC250 WG4		Natezna porušitev vlaken po neto prerezu.	za $0^\circ \leq \theta \leq 5^\circ$ 1) $V_{Sb,d} \leq \frac{1}{k_{tc}} f_{t,\theta} (w-d_0)t$
		Tlačna porušitev zaradi bočnih pritiskov.	za $0^\circ \leq \theta \leq 5^\circ$ ; $k_{cc} = \left(\frac{d_0}{d}\right)^2$ 3) $V_{Sb,d} \leq \frac{1}{k_{cc}} f_{br,0} d_0 t$
		Strižna porušitev v strižnih ravninah pred vijakom.	5) $V_{Sb,d} \leq f_\tau (2e-d)t$
Dodatno po Fiberline design manual		Cepilna porušitev pred vijakom v vzdolžni smeri.	6) $\frac{F_1}{b * t} \leq f_{t,90}$ kjer je $b \cong d$
		Strižna porušitev diagonalno na vlakna pred vijakom.	7) $\frac{F_2}{d * t} \leq f_{c,v}$

**Preglednica 1.** Porušne oblike z opisi in izrazi za kontrolo nosilnosti spojev ploščatih elementov iz armirane plastike z enim vijakom (povzeto po [Ascione, 2016] in [Thorning, 2003]).

jem koncentracije tlačnih napetosti pred spojnim vijakom  $k_{cc}$ , ki je določen s kvadratom razmerja med premerom odprtine v priključnem elementu iz armirane plastike  $d_0$  in premerom spojnega vijaka  $d$ . Možnost nastanka porušne oblike PO3 se preveri z izrazom 5), ta se vzpostavi v primeru premajhne robne oddaljenosti  $e$  ali prešibke strižne trdnosti materiala armirane plastike. Porušni obliki PO4 in PO5, ki ju je dodatno obravnaval priročnik Fiberline Design Manual, pa obravnavata še primera, kjer pride do presežene natezne trdnosti  $f_{t,90}$  pred vijakom v smeri pravokotno na smer obremenjevanja (»cleavage«) in do presežene tlačne trdnosti materiala armirane plastike  $f_{c,v}$  pod kotom  $v$  pred vijakom. Kontrolni izrazi za možnost nastanka porušnih mehanizmov PO4 in PO5 se izvedeta z izrazoma 6) in 7).

### 3 OPIS PREIZKUŠANČEV IN NATEZNEGA PREIZKUSA SPOJA

Osnovni namen preiskave je bil preveriti odziv in nosilnost kompozitne priključne plošče iz armirane plastike na bočni pritisk za tri različne robne oddaljenosti luknje za spojni vijak. Priključne elemente iz armirane plastike smo pridobili od danskega proizvajalca Fiberline Composites A/S v obliki 12 pravokotnih lamel iz plastike, armirane s steklenimi vlakni (GFRP) E-glass z oznako E17. Proizvajalec Fiberline Composites proizvaja pultrudirane konstrukcijske profile iz armirane plastike v skladu z evropskim standardom EN 13706 [EN, 2002]. Ta



**Slika 4.** (a) 3D-pogled na sestavne dele preizkušanca, (b) 3D-pogled na sestavljeni preizkušavec ter (c) tloris in vzdolžni stranski pogled desnega dela preizkušanca (I) z oznakami osnovnih spremenljivk.

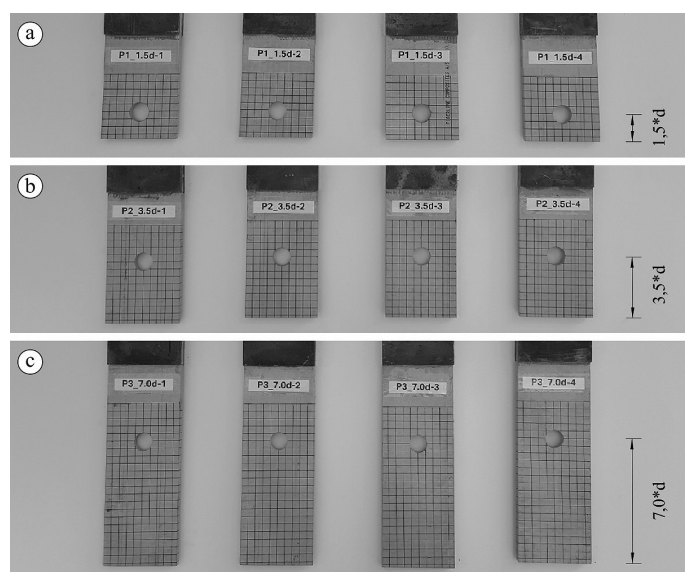
standard predpisuje minimalne zahteve za kvaliteto, toleran- ce, trdnost, togost in površino pultrudiranih konstrukcijskih profilov iz armirane plastike in jih deli v kategoriji E17 in E23. Za kategorijo profilov E23, pri katerih znaša modul elastičnosti v smeri ojačitvenih vlaken 23 GPa, veljajo strožje zahteve za kvaliteto v primerjavi s kategorijo E17, pri kateri znaša modul elastičnosti 17 GPa [Fiberline, 2021]. Glavna armirna vlakna so potekala vzdolž preizkušancev, matrica pa je bila iz poliestra

Kvaliteta materiala		E17
Natezna trdnost v smeri vlaken, 0° [MPa]	$f_{t,0}$	170
Tlačna trdnost v smeri vlaken, 0° [MPa]	$f_{c,0}$	170
Natezna trdnost v smeri pravokotno na potek vlaken, 90° [MPa]	$f_{t,90}$	30
Tlačna trdnost v smeri pravokotno na potek vlaken, 90° [MPa]	$f_{c,90}$	50
Kontaktna nosilnost na stiku z vijakom v smeri vlaken - nosilnost na bočni pritisk, 0° [MPa]	$f_{br,0}$	90
Kontaktna nosilnost na stiku z vijakom v smeri pravokotno na potek vlaken - nosilnost na bočni pritisk, 90° [MPa]	$f_{br,90}$	50
Strižna trdnost [MPa]	$f_{\tau}$	15
Modul elastičnosti v smeri ojačitvenih vlaken in pultruzije, 0° [GPa]	$E_{t,0}$	17
Modul elastičnosti v prečni smeri glede na potek ojačitvenih vlaken in pultruzije, 90° [GPa]	$E_{t,90}$	5

**Preglednica 2.** Mehanske karakteristike obravnavanega materiala armirane plastike (kategorija kvalitete E17) v različnih smereh in v suhih pogojih ([Fiberline, 2021], [EN 13706-3, 2002]).

z dodanim aditivom za preprečevanje širitve ognja (»Isophatic polyester P4506 Fireretardant«). Vse preizkušane lamele so imele dodatno še površinsko zaščito pred UV-žarki in korozivnim okoljem. Osnovne mehanske karakteristike preizkušancev iz armirane plastike v smeri glavnih ojačitvenih vlaken (0°) in v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken (90°) so podane v preglednici 2. Dobavljene lamele iz armirane plastike so bile širine 100 mm, debeline 10 mm in dolžine 600 mm. Glede na dimenzije lamelnih preizkušancev in izraze, navedene v prejšnjem poglavju, smo določili premer vijaka  $d$ , ki je za obravnavano širino  $w$  priključne lamele znašal 24 mm, kvaliteto vijaka pa smo izbrali 8.8. Luknje za vijake v preizkušanih lamelah  $d_0$  so bile po navodilih smernice »Prospect for new guidance in the design of FRP« [Ascione, 2016] povečane za 1 mm glede na premer  $d$  vijaka in so torej bile velikosti 25 mm.

Končni preizkušavec je bil sestavljen iz dveh delov, kakor je prikazano na sliki 4. Prvi del je sestavljen iz s steklenimi vlakni armirane polimerne lamele, lepljene z dvokomponentnim epoksidnim lepilom »Sikadur 330« med dve preklopni jekleni pločevini z jeklenim distančnikom. Drugi del je sestavljen iz dveh preklopnih jeklenih pločevin in distančnika debeline 10 mm. Za lažjo predstavbo sestave preizkušanca je na sliki 4(a) prikazan 3D-pogled na sestavne dele preizkušanca v razstavljeni obliki, na sliki 4(b) pa je prikazan 3D-pogled na sestavljeni preizkušavec. Dodatno sta na sliki 4(c) prikazana še tloris in vzdolžni stranski pogled desnega dela preizkušanca (oznaka I) z označenimi spremenljivkami za analizo pomembnih dimenzij. Izbrane jeklene preklopne pločevine so bile kvalitete S235, širine  $w = 100$  mm in debeline  $t_j = 5$  mm, kar bistveno presega nosilnost preizkušane lamele iz armirane plastike, s čimer zagotovimo porušitev lamele iz armirane plastike med preizkušanjem.

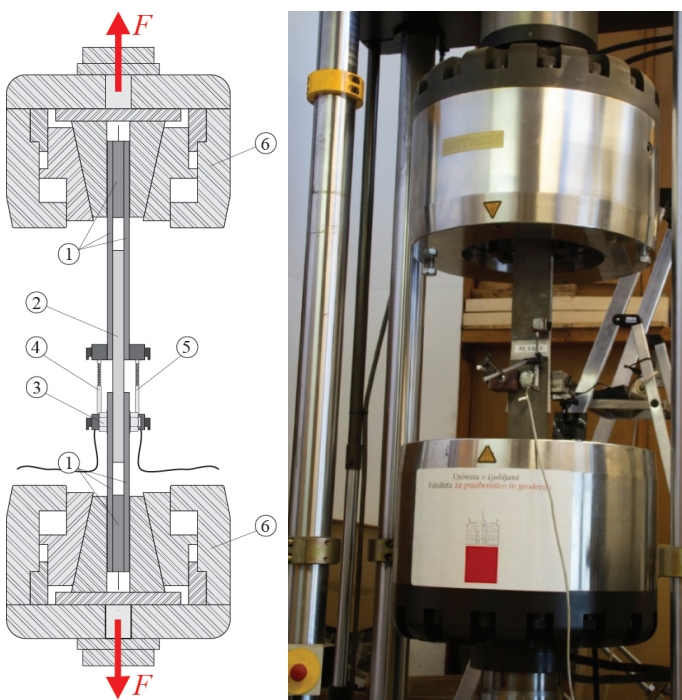


**Slika 5.** Tri serije preizkušancev P1, P2 in P3 z različnimi robnimi oddaljenostmi središča luknje spojnega vijaka  $e$  (1,5d, 3,5d in 7d) od spodnjega roba preizkušane plošče iz armirane plastike.



Parameter, ki smo ga spreminjali pri preizkušancih, je bila robna razdalja  $e$  med središčem luknje do prostega roba, ki je pravokotna na smer delovanja sile v preizkušani plošči iz armirane plastike, kakor je prikazano na sliki 5. Preizkušanci so razdeljeni v 3 serije (P1, P2, P3), kjer ima vsaka serija po 4 enake preizkušance. Na sliki 5(a) je prikazana serija P1 z robno razdaljo središča luknje vijaka  $e=1,5d=1,5\cdot 24\text{ mm}=36\text{ mm}$  na preizkušani plošči iz armirane plastike. Preostali dve seriji preizkušancev P2 in P3 sta prikazani na slikah 5(b) in 5(c) z robnimi razdaljami središča luknje v preizkušani plošči iz armirane plastike  $e=3,5d=84\text{ mm}$  (P2) in  $e=7,0d=168\text{ mm}$  (P3).

Spoje smo nato natezno obremenjevali do porušitve in pri tem spremljali povprečni relativni pomik vijaka glede na nepomično prilepljeno jekleno vilico, preko katere smo posamezen preizkušane fiksirali v čeljusti trgalnega stroja. Spremljali in beležili smo tudi silo, potrebno za izvedbo natezne testa spoja do porušitve. Obremenjevanje preizkušanca smo izvajali s hitrostjo  $0,025\text{ mm/s}$ . Prav tako smo spremljali in registrirali nastanek prvih večjih poškodb in porušnega mehanizma preizkušancev. Na sliki 6 levo je shematično predstavljeno vpetje preizkušanca v napravo in pritrditev zunanjih induktivnih merilnih naprav (LVDT) za merjenje pomika: 1 – jeklene vilice z distančnikom, 2 – preizkušane iz armirane plastike, 3 – vijak spoja s kratkim navojem, matico in podložko, 4 – induktivni merilec pomikov (LVDT1), 5 – induktivni merilec pomikov (LVDT2), 6 – čeljust hidravlične preizkuševalne naprave Instron. Na sliki 6 desno je prikazana postavitev testa v laboratoriju pred začetkom izvedbe natezne preizkusa spoja.



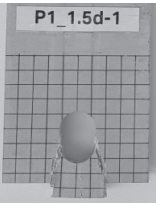
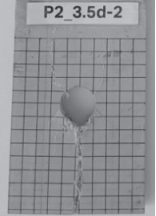
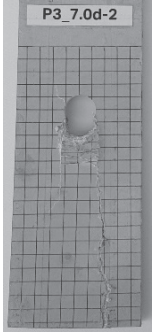
**Slika 6.** Skica vpetja preizkušanca in namestitve induktivnih merilcev pomikov LVDT1 in LVDT2 (levo) in slika postavitev testa v laboratoriju (desno).

## 4 REZULTATI NATEZNEGA PREIZKUSA SPOJA

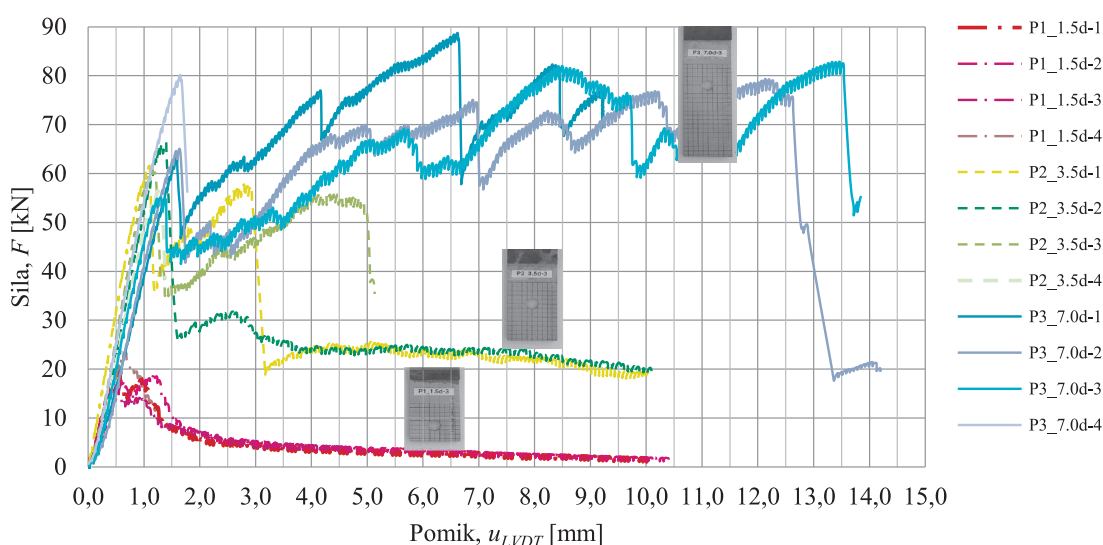
V preglednici 3 so prikazane sile ob nastanku prve poškodbe materiala  $F_{vijaka,1}$  sile ob porušitvi  $F_{vijaka,P}$  pripadajoča pomika  $u_1$  in  $u_p$  ter oblike prvih poškodb in končnih porušitev spoja, ki smo jih zaznali. Iz rezultatov je razvidno, da spoji P1 z najkrajšo robno razdaljo ( $e = 1,5d$ ) od središča vijaka do roba plošče iz armirane plastike nimajo velike nosilnosti v primerjavi z ostalima variantama robne razdalje odprtine  $e$ . Povprečna nosilnost takih spojev ( $F_{vijaka,1} = 19,5\text{ kN}$ ) znaša ob nastanku prve poškodbe tretjino nosilnosti spojev z daljšo razdaljo  $e$  in izkazuje izrazito ter pričakovano krhko dokončno porušitev. Spoj se praktično takoj po nastanku prve poškodbe hipno poruši. V vseh primerih se pojavi strižna porušitev pred vijakom (PO3), prikazana na sliki v preglednici 3. Pri spojih z oznako P2 in z robno oddaljenostjo  $3,5d$  se prva poškodba v obliki ovalizacije luknje in prvi padec sile zgodi pri večjih vlečnih silah, v povprečju pri  $61,3\text{ kN}$ . V dveh primerih spojev P2 pride do končne cepilne porušitve lamele iz armirane plastike pred vijakom v vzdolžni smeri (PO4 v preglednici 1), v enem primeru pa do strižne porušitve (PO3) pred vijakom v vzdolžni smeri. Pri spojih z razdaljo  $7,0d$  je podobno kot pri spojih P2 s srednjo razdaljo  $e$  najprej presežen bočni pritisk, s čimer se formira večja ovalizacija luknje in porušna oblika PO2 pred vijakom v vzdolžni smeri pri povprečni vlečni sili  $65\text{ kN}$ . Z nadaljevanjem obremenjevanja spoja P3 do popolne odpovedi spoja pa smo na koncu dobili strižno porušno obliko PO3.

Na sliki 7 je prikazana primerjava odziva spojev tudi pri večjih povprečnih pomikih, potem ko na kompozitni lameli že nastanejo prve poškodbe. Razlike med pomiki, izmerjenimi s senzorji LVDT1 in LVDT2, so bile relativno majhne in so povzročile zanemarljive rotacije spojnih vijakov, ki so znašale manj kot  $0,01\text{ rad}$ . Z rdečimi odtenki barv (črtopična črta) so prikazani rezultati za preizkušance z najkrajšo robno razdaljo središča luknje  $e$  v plošči iz armirane plastike. Po nastanku prve poškodbe lahko opazimo, da obremenitev pri spojih z majhno robno oddaljenostjo  $e$  močno upade in z večanjem pomikov ne narašča. Pri spojih z daljšo robno oddaljenostjo središča luknje  $e$  prav tako opazimo znaten padec sile po nastanku prve poškodbe, ki pa se z nadaljnjim obremenjevanjem večkrat ponovno zviša in v nekaterih primerih celo preseže vrednost, potrebno za nastanek prve poškodbe oz. ovalizacije luknje kompozitne lamele iz armirane plastike. Takšno obnašanje je posledica trganja ojačitvenih steklenih vlaken kompozitne plošče iz armirane plastike pred vijakom in v primeru večjih robnih oddaljenosti luknje je treba vsiliti večje pomike za pretrg vseh vlaken. Z uporabo takšnega spoja v praksi lahko računamo na dodatno nosilnost in varnost tudi po tem, ko so na plošči iz armirane plastike že vidne prve poškodbe. Takšen spoj izkazuje v končni fazi tudi določeno stopnjo duktilnosti. Glede na spoj P2 s srednjo robno oddaljenostjo luknje (zele na črtkana črta) opazimo, da obremenitev spoja po nastanku prve poškodbe pri povprečnem pomiku  $u_1=1,5\text{ mm}$  pade. Temu sledi ponoven dvig sile, ki je potreben za pretrg ojačitvenih vlaken v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken. Ko so pretrgana vsa vlakna v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken, pride do hipnega padca sile, ki se ustali pri  $20\text{ kN}$ , kar je približno  $30\%$  prvotne nosilnosti. Poleg tega je porušni mehanizem PO4, ki poteka vzdolž sredine plošče iz armirane plastike (preglednica 1), po celotni dolžini



Oznaka preizkušanca	e [mm]	$F_{vijaka,1}$ [kN]	$u_1$ [mm]	$F_{vijaka,p}$ [kN]	$u_p$ [mm]	Porušni mehanizem	
P1-1.5d-1	36	20,16	0,56	18,12	0,95	strižna porušitev	
P1-1.5d-2	36	17,52	0,65	18,52	1,17	strižna porušitev	
P1-1.5d-3	36	16,68	0,57	14,12	1,01	strižna porušitev	
P1-1.5d-4	36	23,44	0,81	Preizkus smo zaključili ob 1. večjem padcu sile			
P2_3.5d-1	86	61,60	1,09	57,16	2,84	cepilna porušitev	
P2_3.5d-2	86	66,40	1,38	31,76	2,59	cepilna porušitev	
P2_3.5d-3	86	60,80	1,15	55,08	4,75	strižna porušitev	
P2_3.5d-4	86	56,48	1,25	Preizkus smo zaključili ob 1. večjem padcu sile			
P3_7.0d-1	168	63,68	1,38	87,92	6,52	strižna porušitev	
P3_7.0d-2	168	61,16	1,45	76,12	12,55	strižna porušitev	
P3_7.0d-3	168	54,84	1,24	82,88	13,47	strižna porušitev	
P3_7.0d-4	168	80,16	1,65	Preizkus smo zaključili ob 1. večjem padcu sile			

**Preglednica 3.** Obremenitev spojev P1, P2 in P3 pri nastanku prvih poškodb in porušitve s pripadajočimi pomiki in končnimi porušnimi oblikami.



**Slika 7.** Diagram obremenitve spoja v odvisnosti od povprečnega pomika vijaka v lameli iz armirane plastike za serijo preizkušancev P1, P2 in P3 do porušitve materiala.

od luknje do roba plošče iz armirane plastike zelo neugoden. Takšen porušni mehanizem namreč predstavlja tveganje za hipno dokončno porušitev zaradi presežene natezne trdnosti vseh vlaken v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken  $f_{t,90}$ . Iz obravnavanih in prikazanih rezultatov lahko sklepamo, da je pri spojih za konstrukcijske namene, kjer si želimo ohranitev nosilnosti po nastanku prvih večjih poškodb in duktilno obnašanje, nujno treba uporabiti spoje z daljšimi robnimi oddaljenostmi središča lukenj ( $e = 7d$ ) od zunanjšega roba kompozitne plošče  $e$ . Spojni jekleni vijaki so po končanih nateznih preizkusih spojev v vseh primerih ostali nedeformirani.

Za primerjavo z eksperimentalnimi rezultati prikazujemo v preglednici 4 še izračunane vrednosti nosilnosti spojev (P1, P2, P3) po smernici nastajajočega področnega standarda Evrokod [Ascione, 2016] za porušne oblike PO1, PO2 in PO3 ter dodatno še za porušno obliko PO4 po priročniku Fiberline design manual [Thorning, 2003], ki je v predlogu nastajajočega standarda Evrokod opuščena. Izračunane vrednosti nosilnosti spojev so določene kot vrednosti obremenitve, pri kateri pride do prvega večjega padca sile, kar je ekvivalentno eksperimentalno dobljenim silam  $F_{vijaka,1}$  v preglednici 3. Hkrati v preglednici 4 prikazujemo še eksperimentalne povprečne vrednosti obremenitve spojev  $F_{vijaka,1}$  kjer je prišlo do prvega večjega padca sile. Za izračun nosilnosti spojev pri posameznih porušnih oblikah smo uporabili enačbe, navedene v preglednici 1. Izkaže se, da vsi izrazi za večino primerov dajejo zelo konservativne rezultate. Za porušno obliko PO1 dobimo vrednost nosilnosti neto prereza 34 kN, kar je bistveno manj od dejanske natezne nosilnosti neto prereza lamele iz armirane plastike. Razlog za večje odstopanje se skriva v privzeti vrednosti faktorja koncentracije napetosti  $k_{tc} = 3,75$ , ki bi ga bilo treba posebej določiti za bolj realističen opis nosilnosti spoja po neto prerezu. Z izrazi za izračun nosilnosti spoja v primeru porušne oblike PO2 (ovalizacije luknje) dobimo vrednost za nosilnost 20,6 kN, s čimer se zelo približamo povprečni eksperimentalni vrednosti  $F_{vijaka,1} = 19,5$  kN za

so računsko dobljene vrednosti nosilnosti zopet zelo konservativne in znašajo približno tretjino eksperimentalno določene nosilnosti  $F_{vijaka,1}$ . Pri preostalih dveh variantah spojev P2 in P3 je očitno, da smo najmanjšo računsko nosilnost dosegli pri porušni obliki PO2, ko je presežena nosilnost na bočni pritisk vijaka. Takšna porušna oblika je bila ob prvem večjem padcu sile za obe varianti spojev zaznana tudi pri eksperimentalni analizi. Faza, ko spoja P2 in P3 popolnoma odpove, sledi kasneje pri nadaljevanju obremenjevanja, s čimer se luknja še bolj ovalizira, porušna oblika pa preide v končno strižno porušitev PO3. Računsko določena nosilnost v preglednici 4 za spoja P2 in P3 znaša približno eno tretjino eksperimentalno dobljene nosilnosti  $F_{vijaka,1}$ , kar zopet kaže na to, da izrazi, podani v obravnavanih smernicah, dajejo zelo konservativne rezultate. Iz kontrole porušne oblike PO4, kjer pride do preseženih nateznih napetosti na sredini obremenjenega roba lamele iz armirane plastike pred vijakom v smeri pravokotno na potek glavnih ojačitvenih vlaken in obremenjevanja, lahko sklepamo, da takšna porušna oblika ni dominantna. Kljub temu se nam je pri eksperimentalni analizi oblike PO4 pojavila pri preizkušancih P2 s srednjo robno razdaljo središča luknje  $e$ . Rezultati eksperimentalne analize so nam pokazali, da je bila najbolj zanesljiva in primerna varianta spoja P3 za uporabo v praksi, saj lahko s krajšo robno razdaljo središča luknje  $e$  pričakujemo tudi neugodno porušno cepilno obliko PO4, ki lahko povzroči hipno izgubo večjega dela nosilnosti in odpoved spoja. V izogrnitev zasnovi vijačnih spojev, kjer bi se izpostavili takšnemu tveganju, so v smernici predloga Evrokoda za projektiranje konstrukcij iz armirane plastike navedene tudi geometrijske omejitve za razporeditev lukenj na lameli iz armirane plastike v sorazmerju s premerom spojnega vijaka. Za robno razdaljo do središča luknje  $e$  je predpisano, da mora znašati vsaj štirikratnik premera spojnega vijaka. V našem primeru bi po tem pravilu morala znašati robna razdalja  $e$  vsaj 96 mm, s čimer bi pri projektiranju izločili varianti s krajšima robnima razdaljama  $e$  in bi se s tem izognili neugodnim porušnim oblikam spoja.

Porušna oblika	Izračunana nosilnost spoja, $V_{sb}$ [kN]			Povprečna eksperimentalno določena nosilnost spoja, $F_{vijaka,1}$ [kN]		
	P1 (1,5d)	P2 (3,5)	P3 (7d)	P1	P2	P3
PO1	34	34	34	/	/	/
PO2	20,6	20,6	20,6	/	61,3	65
PO3	7,2	21,6	46,8	19,5	/	/
PO4	11,6	34,9	75,4	/	/	/

**Preglednica 4.** Izračunane nosilnosti  $V_{sb}$  spojev P1, P2 in P3 za porušne oblike PO1, PO2, PO3 po smernici nastajajočega standarda Evrokod [Ascione, 2016] in za PO4 po priročniku Fiberline design manual [Thorning, 2003] ter povprečne eksperimentalno določene nosilnosti  $F_{vijaka,1}$

primer preizkušancev P1 z najmanjšo robno razdaljo središča luknje  $e$ . V tem primeru je treba izpostaviti, da se je pri eksperimentalni analizi preizkušancev P1 za kritično porušno obliko izkazala oblika PO3 s strižno porušitvijo lamele iz armirane plastike pred vijakom, ki nastopi sočasno s preseženim bočnim pritiskom PO2. Do te ugotovitve lahko pridemo tudi glede na preglednico 4, ki kaže, da smo najmanjšo računsko nosilnost spoja P1 dosegli z izrazi za porušno obliko PO3. Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov za spoj P1 nam pokaže, da

## 5 ZAKLJUČEK

Z eksperimentalno analizo preklopnega vijačnega spoja iz ploščatih s steklenimi vlakni utrjenih polimernih elementov, spojenih z enim vijakom, smo preverili vpliv bočnega pritiska vijaka na ploščo iz armirane plastike za tri različne robne razdalje  $e$  luknje vijaka do zunanjšega roba plošče. Robna oddaljenost središča vijaka  $e$  (1,5d, 3,5d in 7d) je bila določena glede na smernico nastajajočega standarda Evrokod za projektiranje

konstrukcijskih elementov iz armirane plastike »Prospect for new guidance in the design of FRP« [Ascione, 2016] in priročnika Fiberline design manual [Thorning, 2003]. Rezultati preiskav so pokazali, da je za duktilno obnašanje vijlačnih spojev elementov iz armirane plastike z enim vijakom treba zagotoviti zadostno robno oddaljenost  $e$  središča luknje priključnega elementa iz armirane plastike. V našem primeru sta bila duktilno obnašanje in ugodna porušna oblika spoja dosežena le pri spojih z največjo robno razdaljo  $e = 7d$ . Spoji z najkrajšo robno razdaljo  $e = 1,5d$  so se izkazali kot neprimerni za uporabo v konstrukcijske namene zaradi krhkega obnašanja brez rezerve nosilnosti po nastanku ovalizacije luknje. Preizkušanci s srednjo oddaljenostjo lukenj  $e = 3,5d$  so sicer izkazali višje nosilnosti pri nastanku prve poškodbe, vendar jih zaradi porušne oblike odsvetujemo za uporabo v konstrukcijske namene. Treba je tudi poudariti, da je za zagotavljanje zadostne nosilnosti po pravilih priročnika Fiberline design manual [Thorning, 2003] obravnavanih preklopnih spojev z enim vijakom zadoščala že srednja robna razdalja  $e = 3,5d$ . Po novejši smernici za pripravo standarda Evrokod za projektiranje konstrukcij iz armirane plastike »Prospect for new guidance in the design of FRP« srednja robna razdalja  $e = 3,5d$  ne zadošča več, saj je v smernici poleg računskih kontrol za porušne oblike predpisana še minimalna robna razdalja  $e$ , ki mora znašati vsaj štirikratnik premera spojnega vijaka. S to omejitvijo se po smernici za pripravo področnega standarda Evrokod izognemo porušnim oblikam PO4 in PO5 in jih posledično ni treba kontrolirati. Dodatno se je izkazalo, da izrazi za kontrolo nosilnosti v obravnavani smernici podajajo zelo konservativne rezultate za izračun nosilnosti in da bi se lahko optimizirali.

## 6 ZAHVALA

Prikazani rezultati testov so bili narejeni v okviru diplomske naloge Robija Ponjaviča [Ponjavič, 2016], ki je tudi preko svojega podjetja Diviar, d. o. o., financiral stroške materiala. Zahvala gre še podjetjem Fiberline Composites AG, ki je poravnalo stroške transporta materiala, Sika, d. o. o., za donacijo lepila, Waltech international, d. o. o., za razrez FRP-profilov z vodnim curkom, Kvader MT, d. o. o., za dobavo in laserski razrez pločevine, Leksmat int, d. o. o., za pripravo pločevine za jedkanje in Galma, d. o. o., za samo jedkanje pločevine. Avtorja se zahvaljujeva tudi Agenciji za raziskovalno dejavnost Republike Slovenije, ki financira naše raziskave v raziskovalnem programu P2-0185.

## 7 LITERATURA

ACMA, Guidelines and Recommended Practices for Fiber-Reinforced-Polymer (FRP) Architectural Products, American Composites Manufacturers Association, 2016.

ASCE, Design of Fiberglass Reinforced Plastic (FRP) Stacks (ASCE/SEI 52-10), American Society of Civil Engineers, 2010.

Ascione, L., Caron, J.,-F., Godonou, P., IJselmuiden, K. van, Knippers, J., Mottram, T., Oppe, M., Gantriis Sorensen, M., Taby, J., Tromp, L., Prospect for new guidance in the design of FRP, EUR 27666 EN, Evropska komisija, DOI: 10.2788/22306, 2016.

BÜV, Tragende Kunststoffbauteile, Entwurf-Bemessung-Konstruktion, Springer Vieweg, Wiesbaden, DOI: 10.1007/978-3-8348-2284-0, 2014.

CD 368, Design of fibre reinforced polymer bridges and highway structures, Highway Structures & Bridges Design, 2020.

Clark, J. L., Structural design of Polymer Composites, EURO-COMP Design Code and Handbook, Sir William Halcrow and Partners Ltd., 1996.

CNR, CNR-DT 205/2007-Guide for the Design and Construction of Structures made of FRP Pultruded Elements, National research council of Italy, 2008.

CROW-CUR, Recommendation 96:2019 - Fibre-reinforced polymers in buildings and civil engineering structures, Dutch Recommendation, 2019.

DIBt, Medienliste 40 für Behälter, Auffangvorrichtungen und Rohre aus Kunststoff, Deutsches Institute für Bautechnik, 2019.

DIN, DIN EN 13121-3 - GRP tanks and vessels for use above ground - Part 3: Design and workmanship, German Institute for Standardization, 2016.

DNV, Composite Components DNV-OS-C501-offshore standard, Det Norske Veritas AS, 2016.

EN, EN 13706-3 - Reinforced plastic composites - Specifications for pultruded profiles - Part 3: Specific requirements, European Committee for Standardisation, 2002.

Fiberline, spletna stran podjetja Fiberline <https://fiberline.com/european-standard-en-13706>, Fiberline Composites A/S, datum vpogleda 27.12.2021, 2021.

GZS, spletna stran Gospodarske Zbornice Slovenije <https://kompozitivgradbenistvu.gzs.si/dogodek>, Gospodarska Zbornica Slovenije, datum vpogleda 17. 11. 2021, 2021.

Jarc Simonič, M., Gostič, S., Trans-Ind - industrializacija uporabe elementov iz s karbonskimi vlakni armiranih polimerov pri gradnji infrastrukturnih objektov, Zbornik 32. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 7.-8. oktober 2010, Lopatič, J., Markelj, V., Saje, F., Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev, Ljubljana, 225-232, 2010.

Keller, T., Theodorou, N. A., Vassilopoulos, A., P., Castro, J., Effect of natural weathering on durability of pultruded glass fiber-reinforced bridge and building structures, Journal of Composites for Construction, 20(1), 1-9, DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000589, 2016.

Koren, D., Kropej, J. J., Sistem modularne gradnje z nosilnimi elementi iz kompozitov s steklenimi vlakni, Gradbeni vestnik 66(11), str. 279-291, 2017.

Pedelta, spletna stran podjetja Pedelta S. L. <https://www.pedelta.com/leida-gfrp-pedestrian-bridge-p-52-en>, Pedelta S. L., datum vpogleda 18. 11. 2021, 2021.

Ponjavič, R., Eksperimentalna analiza vijachenih spojev iz armirane plastike, diplomska naloga, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2016.

Trans-IND, spletna stran ZRMK [https://gi-zrmk.si/novice/9/vabilo\\_na\\_delavnico](https://gi-zrmk.si/novice/9/vabilo_na_delavnico), Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij, datum vpogleda 7.10.2021, 2021.

Siwowski, T., Rajchel, M., Structural performance of a hybrid FRP composite-lightweight concrete bridge girder, Composites Part B, DOI: 10.1016/j.compositesb.2019.107055, 2019.

Smiths, J., Fiber-Reinforced Polymer Bridge Design in the Netherlands: Architectural Challenges toward Innovative, Sustainable and Durable Bridges, Engineering, DOI: 10.1016/J.ENG.2016.04.004, 2016.

STRUCTURAE, spletna stran portala Structurae <https://structurae.net/en/structures/lleida-footbridge>, Structurae, International Database and Gallery of Structures, datum vpogleda 18. 11. 2021, 2021.

Thorning, H., The Fiberline Design Manual, Fiberline Composites A/S, 2003.

Žarnić, R., Osnovne lastnosti polimernih kompozitov, Gradbeni vestnik 51(6), 155-166, 2002.

# TERMINOLOŠKI SLOVAR BETONSKIH KONSTRUKCIJ

Avtorji:

Ana Brunčič, Matej Fischinger, Lucija Hanžič, Vojko Kilar,  
Aljoša Šajna, Mitja Trojar, Mojca Žagar Karer

Založnik:

Založba ZRC

Leto:

2021

Terminološki slovar betonskih konstrukcij je prvi slovenski razlagalni terminološki slovar s področja betonskih konstrukcij, ki zajema terminologijo različnih podpodročij betonskih konstrukcij, kot so na primer materiali, armiranje, modeliranje, tehnologija, konstrukcije. Vsebuje 1296 iztočnic, poleg definicij in podatkov o prednostnih terminih pa vsebuje tudi 1255 angleških ustreznikov in 1195 nemških ustreznikov. Slovar je nastal na podlagi pojmovnega pristopa, pri katerem interdisciplinarno sodelujejo področni strokovnjaki in terminologi, torej jezikoslovci. Namenjen je zlasti strokovnjakom s področja konstrukcij in gradbeništva sploh, pa tudi bližnjih strok, kot je denimo arhitektura. Za uporabo slovarja se predvideva določeno strokovno predznanje, vsekakor pa ga lahko koristno uporabijo tudi študentje gradbeništva, prevajalci, strokovnjaki v praksi, tj. v gradbenih podjetjih, državni upravi in drugod, in tudi vsi drugi, ki potrebujejo strokovno verodostojno informacijo o terminologiji tega področja.

Spletna povezava: [https://isjfr.zrc-sazu.si/sl/terminologisce/slovarji/betonske\\_konstrukcije](https://isjfr.zrc-sazu.si/sl/terminologisce/slovarji/betonske_konstrukcije)





# FOTOREPORTAŽA GRADNJA DRUGEGA TIRA ŽELEZNIŠKE PROGE DIVAČA-KOPER



*Slika 1. Portala glavne in servisne cevi predora Lokev (T1) z divaške strani.*

**Lokacija:** občine Divača, Sežana, Hrpelje - Kozina, Koper

**Investitor:** 2TDK, Družba za razvoj projekta, d. o. o.

**Inženirj:** DRI, upravljanje investicij, d. o. o., SŽ – Infrastruktura, d. o. o., Projekt, d. d. Nova Gorica, DIS Consulting, družba za svetovanje, pripravo in izvajanje investicij, d. o. o.

**Projektanti glavnih gradbenih del:**

- gradbena dela: JV El IC, d. o. o., SŽ – Projektivno podjetje Ljubljana, d. d., in IRGO Colnsulting, d. o. o.
- LINEAL, d. o. o.
- viadukt Glinščica: Ko-Biro, d. o. o.
- viadukta Gabrovica in Vinjan: JV Ponting inženirski biro, d. o. o., Pipenbaher inženirji, d. o. o.

**Izvajaleci:** CJV Kolektor CPG, d. o. o., Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayi A.Ş. (Turčija) in Özalın İnşaat Ticaret Ve Sanayi A.Ş. (Turčija)

**Tehnično opazovanje** (geološka, geotehnična in hidrogeološka spremljava gradnje objekta): JV IRGO Consulting, d. o. o., EleaiC, d. o. o., Geotočka d. o. o., DIBIT Messtechnik GmbH (Avstrija), Geološki zavod Slovenije

**Zunanja kontrola kakovosti:** JV Zavod za gradbeništvo Slovenije, IGMAT, Inštitut za gradbene materiale, d. d., Gradbeni inštitut ZRMK, d. o. o.

**Koordinator za VZD:** DRI upravljanje investicij, d. o. o.

### Osnovni podatki o novogradnji

**Dolžina trase:** 27,1 km  
**Dolžina predorov:** 20,5 km  
**Skupna dolžina glavnih in servisnih predorskih cevi:** 37 km  
**Število predorov:** 7  
**Najdaljši predor:** 6,7 km, Predor Lokev (T1)  
**Medosna razdalja glavnih in servisnih predorskih cevi:** 25 m  
**Prečni rovi:** glavne in servisne predorske cevi bodo povezane s prečnimi rovi na razdalji manj kot 500 m  
**Število viaduktov:** 3  
**Dolžina viaduktov:** 1,3 km  
**Najdaljši viadukt:** 630 m, viadukt Vinjan  
**Dostopne ceste in ceste glavnih gradbenih del:** 20,2 km  
**Nadmorska višina proge:** Postaja Divača 431 m. n. v., Postaja Koper Tovorna 3 m. n. v.  
**Začetek gradnje:** 2019 – pripravljalna dela, 2021 – glavna gradbena dela  
**Zaključek gradnje:** 2025  
**Predaja prometu:** 2026  
**Najvišja hitrost potniških vlakov:** 160 km/h  
**Najvišja hitrost tovornih vlakov:** 120 km/h  
**Največji vzdolžni nagib proge:** 17 ‰  
**Sistem prevoza tovora:** Električni (3 kV DC)  
**Sistem upravljanja prometa:** ERTMS (GSM-R/ETCS, raven 1)  
**Dolžina vlakov:** 740 m

### Aktivna delovišča drugega tira

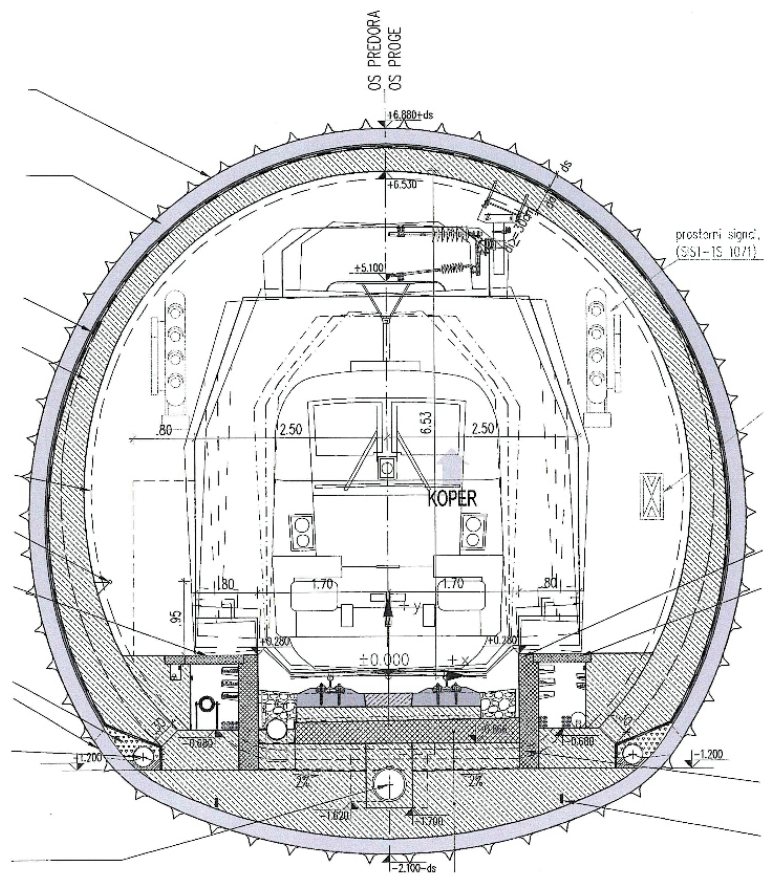
Drugi tir je predorska proga, saj kar 75 % trase med Divačo in Koprom poteka v predorih. Le tako je namreč z nagibom 17 promilov mogoče premagati skoraj 430 metrov nadmorske razlike med kraško planoto in obalo. Trenutno je odprtih šest predorskih delovišč, do pomladi bo odprtih vseh predvidenih 14 predorskih delovišč in preostali delovišči viaduktov. Dela, ki jih za naročnika, družbo 2TDK, opravljajo novogoriški Kolektor CGP s turškima partnerjema, družbama Yapı Merkezi in Özaltın ter podizvajalci, potekajo tudi na odprtem delu trase, kjer izvajalci opravljajo izkope in prestativte vodov. Trenutno je na gradbiščih dnevno prisotnih okrog 700 gradbincev, nadzornikov in drugih oseb, na vrhuncu del se bo število dnevno prisotnih oseb približalo številki 2000.

Na območju med Divačo in Lokvijo trenutno izvajalec del opravlja izkop na odprtem delu trase od Divače do predora Lokev (T1). V predoru Lokev, ki bo s 6,7 kilometra dolžine najdaljši predor na trasi drugega tira, z divaške strani poteka izkop in podpiranje tako glavne kot servisne predorske cevi.

Na južni strani predora Lokev v dolini reke Glinščice potekajo začetna dela pri izvedbi predvokopa servisne cevi. V dolini Glinščice je izvajalec, konzorcij družb MarkoMark Nival, Nival Invest in Ekorel s podizvajalci, v decembru zaključil betoniranje 215-metrskega viadukta

### KARAKTERISTIČNI PREČNI PREZ T1-T2

DRENIRANA VARIANTA / BOČNE DRENAŽE  
BRIZGANI BETON V TALNEM OBOKU



Slika 2. Karakteristični prečni prerez dreniranega profila glavne cevi predora T1.



Glinščica, ki bo v obliki zaprte škatlaste konstrukcije povezal najdaljša predora na trasi predor Lokev in 6-kilometrski predor Beka (T2). Zaključna dela na viaduktu bodo potekala do maja. Na severni strani predora Beka poteka izvedba prepusta pritoka Glinščice, ki bo po dokončanju omogočila izdelavo predvropa predora in nato gradnjo obeh predorskih cevi.

Na južni strani predora Beka na območju Črnega Kala poteka izdelava predvropa. Pod črnokalskim avtocestnim viaduktom je bil v minulih mesecih očiščen teren za gradnjo viadukta Gabrovica. Izvajajo se pripravljajna dela za gradnjo opornikov viadukta. Dela potekajo tudi na trasi od viadukta Gabrovica do predora Stepani (T3), na predvropih predorov Stepani in Tinjan (T4) poteka gradnja dostopnih poti do predora Osp (T5-6). V predoru Mlinarji (T7) je izkopanih že skoraj 500 metrov predorske cevi s koprski strani.

V predoru Škofije (T8), ki bo s 3,8 kilometra tretji najdaljši predor na trasi, poteka na koprski strani izkop tako glavne kot servisne cevi. V začetnem delu predora servisna in glavna cev potekata tik pod državno cesto, nad čelom predorskih cevi je le sedem metrov nadkritja, zato je izvajalec območje pod cesto in prvimi hišami ojačal s cevniimi ščiti, izkop pa poteka strojno z bagri in brez miniranja. Miniranje v predoru bodo začeli šele, ko bo predor izkopen v dolžini okoli 800 metrov, saj bo trasa predora v prvem delu potekala pod vasjo in avtocestnim predorom Dekani. V nadaljevanju bo predor potekal pod Škofijami, po katerih se tudi imenuje, da ne nastane zmeda zaradi poimenovanja avtocestnega predora po Dekanih. Na severni strani omenjenega predora je izvajalec v začetku decembra pričel izkop glavne cevi, izkop servisne cevi s tega portala se bo začel v tem mesecu.

Če bodo tri najdaljše predore gradili dvocevno, torej tako glavno kot servisno cev, pa bodo ostali, krajši predori grajeni kot enocevni predori. Drugi tir se namreč glede na obstoječi zakon o izgradnji, upravljanju in gospodarjenju z drugim tirom gradi kot enotirna proga s predpripravo za dvotirnost. Tudi vsi trije viadukti bodo tako zgrajeni za enotirno progo, v primeru izgradnje dvotirnosti bo treba zgraditi tri dodatne vzporedne viadukte v medosni razdalji 25 metrov, ki sledi medosni oddaljenosti predorov.

Na območju Črnega Kala je bil v začetku oktobra dokončan armiranobetonski del pohodnega prepusta na deponiji Bekovec, kjer poteka vgrajevanje materiala z gradbišč. Območje bo po koncu gradnje rekultivirano.

Fliš, izkopen na istrskem delu trase med Črnim Kalom in Dekani, se bo pričel v naslednjih tednih odvažati v kamnolome ob trasi, kjer bo uporabljen za sanacijo kamnolomov, del fliša se od decembra odvažata v Luko Koper, kjer ga uporabljajo za predobremeneitev bodočega kamionskega terminala. Apnenec, izkopen na kraškem delu trase med Divačo in Črnim Kalom, se bo večinoma porabil za izdelavo betonov za predore drugega tira.



**Slika 3.** Render križanja bodočega železniškega viadukta Gabrovica in obstoječega avtocestnega viadukta Črni Kal.



**Slika 4.** Izkop na območju odprtega dela trase med Divačo in Lokvijo.





**Slika 5 in 6.** Viadukt Glinščica v avgustu ob začetku betoniranja in danes, ko je zgrajena zaprta škatlasta konstrukcija, namenjena varovanju narave in preprečitvi iztiranja vlaka.



**Slika 7.** Predvkop predora Beka (T2) na območju Črnega Kala, v ozadju priprava delovišča viadukta Gabrovica in deponija Bekovec.



**Slika 8.** Deponija Bekovec pod Črnim Kalom.



**Slika 9.** Gradnja dostopnih cest in območij predorskih portalo v med predoroma Mlinarji (T7) in Osp (T5-6).



**Slika 10.** Gradnja predora Mlinarji (T7).





**Slika 11.** Začetek gradnje predora Škofije (T8) s severne strani v decembru 2021.



**Slika 12.** Gradbišče predora Škofije (T8) z južne strani.



**Slika 13.** Predor Škofije (T8).

**Fotografije:** Arhiv 2TDK, d. o. o.

# NOVI DIPLOMANTI GRADBENIŠTVA

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

## I. STOPNJA – UNIVERZITETNI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

**Loris Strain**, Kapacitetna in prometno varnostna analiza dveh križišč na cesti Strada Nuova per Opicina (SR 58) občina Trst, Opčine, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor viš. pred. dr. Rok Marsetič;  
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=134789>

## II. STOPNJA - MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO (smeri Gradbene konstrukcije, Geotehnika-hidrotehnika, Nizke gradnje)

**Peter Hrovat**, Izdelava izvedbenega načrta BIM, 3D modela in simulacije gradnje galerije Jelični vrh, mentor izr. prof. dr. Marijan Žura;  
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=134636>

**Stefan Kordić**, Preliminarni načrt podpiranja predora, mentor izr. prof. dr. Vojkan Jovičič, somentor prof. dr. Janko Logar;  
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=134753>

**Mario Farič**, Potresni odziv enostransko utrjenih prekladnih delov kamnitih zidov, mentor doc. dr. Matija Gams;  
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=134752>

## III. STOPNJA - DOKTORSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRAJENO OKOLJE

**Jaka Potočnik**, Vpliv optičnih lastnosti površin notranjega okolja stavb na cirkadiani potencial dnevne svetlobe, mentor doc. dr. Mitja Košir, somentorica doc. dr. Mateja Dovjak;  
<https://repozitorij.uni-lj.si/lzpisGradiva.php?id=134634>

Rubriko ureja **Eva Okorn**, [gradb.zveza@siol.net](mailto:gradb.zveza@siol.net)



**4.3.2022**

**Inženirska zbornica Slovenije: Slovenski inženirski dan 2022**

Spletna konferenca

<https://www.izs.si/aktualno/slovenski-inzenirski-dan-2022>

**11.-14.3.2022**

**ICBMC 2022 – 7th International Conference on Building Materials and Construction**

Singapur

[www.icbmc.org/](http://www.icbmc.org/)

**27.-29.3.2022**

**ICOCE 2022 – 6th International Conference on Civil Engineering**

Hibridna konferenca

Singapur

[www.icoce.org](http://www.icoce.org)

**15.-18.4.2022**

**ICCEMS 2022 — 7th International Conference on Civil Engineering and Materials Science**

Hibridna konferenca

Čiba, Japonska

[www.iccem.org](http://www.iccem.org)

**1.-5.5.2022**

**ICSMGE 2022 - 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**

Hibridna konferenca

Sydney, Avstralija

[www.icsmge2022.org](http://www.icsmge2022.org)

**23.-25.5.2022**

**CIVILMEET2022 – International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering**

München, Nemčija

[www.albedomeetings.com/2022/civilmeet](http://www.albedomeetings.com/2022/civilmeet)

**25.5.2022**

**Strokovni posvet Društva za ceste severovzhodne Slovenije – Mariborski prometni infrastrukturni izzivi do leta 2030**

Maribor, Slovenija

[www.dcm-svs.si](http://www.dcm-svs.si)

**16.-18.6.2022**

**GSCAEE2022 – 2nd Global Summit on Civil, Architectural and Environmental Engineering**

Kopenhagen, Danska

[www.thescientistt.com/civil-structural-environmental-engineering/2022](http://www.thescientistt.com/civil-structural-environmental-engineering/2022)

**27.-29.6.2022**

**IS-Cambridge 2022 — 10th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground**

Cambridge,

Združeno kraljestvo Velike Britanije in Severne Irske

[www.is-cambridge2020.eng.cam.ac.uk](http://www.is-cambridge2020.eng.cam.ac.uk)

**5.-7.9.2022**

**17th Danube - European Conference on Geotechnical Engineering**

Bukarešta, Romunija

<https://sites.google.com/view/17decgero/home>

**12.-15.9.2022**

**EUROCK 2022 — Rock and Fracture Mechanics in Rock Engineering and Mining**

Helsinki, Finska

[www.eurock2022.com](http://www.eurock2022.com)

**13.-17.9.2022**

**ICOSSAR 2021-2022, 13th International Conference on Structural Safety & Reliability**

Šanghaj, Kitajska

[www.icossar2021.org](http://www.icossar2021.org)

**25.-28.6.2023**

**9th International Congress on Environmental Geotechnics**

Kreta, Grčija

[www.iceg2022.org](http://www.iceg2022.org)

**17.-21.9.2023**

**12 ICG - 12th International Conference on Geosynthetics**

Rim, Italija

[www.12icg-roma.org](http://www.12icg-roma.org)

Rubriko ureja **Eva Okorn**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: [gradb.zveza@siol.net](mailto:gradb.zveza@siol.net)