



Neža Gošte, mag. inž. grad.

neza.goste@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije

Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana



prof. dr. Tatjana Isaković, univ. dipl. inž. grad.

tatjana.isakovic@ikpir.fgg.uni-lj.si

Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Jamova ulica 2, 1000 Ljubljana



dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.

maja.kreslin@zag.si

Zavod za gradbeništvo Slovenije

Dimičeva ulica 12, 1000 Ljubljana



Strokovni članek

UDK/UDC 539.415:624.012.45

# OCENA STRIŽNE NOSILNOSTI PREKLADNE KONSTRUKCIJE OBSTOJEČIH KRAJŠIH ARMIRANOBETONSKIH MOSTOV

## ESTIMATION OF THE SHEAR CAPACITY OF DECKS IN EXISTING SHORT REINFORCED CONCRETE BRIDGES

### Povzetek

V prispevku je z različnimi modeli ocenjena strižna nosilnost prekladne konstrukcije obstoječega krajšega armiranobetonskega premostitvenega objekta. Pri zagotavljanju varnosti tovrstnih starejših mostov je prav strižna nosilnost pogosto ključnega pomena, njena določitev z obstoječimi modeli pa je praviloma zahtevnejša in manj zanesljiva kot določitev upogibne nosilnosti. Zato smo strižno nosilnost ocenili z več različnimi modeli in primerjali rezultate. Uporabili smo veljavni standard Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo standarda Evrokod 2 (EC2\*) in Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB). Rezultati so pokazali, da različni modeli za isti most dajejo precej različne ocene strižne nosilnosti. V obravnavanem primeru se je izkazalo, da oba Evrokoda podata nižje vrednosti strižne nosilnosti kot model PBAB, ki pri oceni hkrati upošteva prispevek betona in strižne armature.

Ključne besede: strižna nosilnost, mostovi, primerjava modelov, Evrokod 2, PBAB

### Summary

In the article, the shear capacity of the deck of an existing short reinforced-concrete bridge structure composed of T-girders was assessed using several different models. In ensuring the safety of such older bridges, shear capacity is often of key importance, while its determination using existing models is generally more demanding and less reliable than the determination of flexural capacity. For this reason, the shear capacity was evaluated using several different models and the results were compared. The assessment was carried out using the current Eurocode 2 standard (EC2), the new version of Eurocode 2 (EC2\*) and the Code for Concrete and Reinforced Concrete (PBAB). The results showed that different models may provide significantly different estimates of shear capacity for the same bridge. In the case considered, both Eurocode approaches, yielded lower shear-capacity values than the PBAB model, which account simultaneously for the contributions of concrete and shear reinforcement in the assessment.

Key words: Shear capacity, bridges, model comparison, Eurocode 2, PBAB

## 1 UVOD

V Sloveniji je relativno veliko starejših krajših občinskih premostitvenih objektov, ki niso sistematično pregledovani in ustrezno vzdrževani. Zaradi postopnega propadanja vgrajenih materialov in povečevanja prometnih obtežb se vse pogostejše pojavlja vprašanje o njihovi varnosti za uporabo. Analize obstoječih mostov kažejo, da je njihova nosilnost v številnih primerih omejena predvsem s strižno odpornostjo prekladnih konstrukcij, kar potrjujejo tudi tuje raziskave s področja ocenjevanja obstoječih betonskih mostov ([Vida, 2016], [Herbrand 2015]). Pri presoji teh objektov se pogosto pokaže, da sodobni standardni postopki podajo strožje oziroma nižje ocene strižne nosilnosti kot starejši predpisi, po katerih so bili mostovi prvotno zasnovani oziroma preverjeni.

Drugačni predpisi za projektiranje mostov in drugačna prometna obtežba odpirajo vprašanje o primernosti obstoječih konstrukcij z vidika sodobnih zahtev. Uveljavitev Evrokodov je prinesla pomembne spremembe pri obravnavi strižne nosilnosti armiranobetonskih konstrukcij, zato se pri preverjanju starejših mostov pogosto odpirajo vprašanja o primernosti neposredne uporabe sodobnih pravil in o morebitni pretirani konservativnosti nekaterih standardnih pristopov pri ocenjevanju obstoječih konstrukcij. Kljub temu EC2 ostaja temeljni in referenčni okvir za projektiranje in ocenjevanje betonskih konstrukcij, zato je primerjava z drugimi modeli ključna za razumevanje njihove uporabnosti pri obstoječih mostovih ([Vida, 2016], [Herbrand, 2015], [Gošte, 2022]).

V članku je predstavljena analiza strižne nosilnosti tipične prekladne konstrukcije starejših mostov, sestavljene iz armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani. Za oceno strižne nosilnosti so uporabljeni trije različni modeli. Osnovni model temelji na trenutno veljavnem standardu Evrokod 2 [SIST EN 1992-1-1: 2005]. Drugi model izhaja iz enake konceptualne zasnove, vendar uporablja določila druge generacije standarda Evrokod 2 [SIST EN 1992-1-1:2024], ki bo začel veljati predvidoma leta 2028. Glede na čas izgradnje obravnavanih mostov je bila ocena strižne nosilnosti izvedena še ob upoštevanju Pravilnika za beton in armirani beton (PBAB) [Perišić, 1995], ki je bil v uporabi pred uveljavitvijo standardov Evrokod v Sloveniji.

Osnovni namen raziskave je bila primerjava ocen strižne nosilnosti, dobljenih z navedenimi računskimi modeli. V članku smo največ pozornosti namenili naslednjima vprašanjem: 1) kakšne so razlike med oceno strižne nosilnosti armiranobetonskih nosilcev, ko upoštevamo trenutno veljavni standart Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo standarda Evrokod 2 (EC2\*) in predpis PBAB, ter 2) v kolikšni meri so posamezni modeli konservativni, kar lahko pomembno vpliva na presojlo nosilnosti obstoječih mostov. Cilj raziskave tako ni bila določitev splošno najprimernejšega modela za oceno strižne nosilnosti obravnavanega tipa preklad, temveč opredelitev razlik med modeli in njihovega pomena za inženirsko ocenjevanje obstoječih konstrukcij.

V 2. poglavju so podrobneje predstavljeni uporabljeni modeli, v 3. poglavju sta opisana obravnavani most ter njegovo stanje, v 4. poglavju so prikazani rezultati analize, v zadnjem poglavju pa so podane ključne ugotovitve in zaključki raziskave.

## 2 MODELI ZA RAČUN STRIŽNE NOSILNOSTI

V nadaljevanju so predstavljeni modeli, ki so bili uporabljeni za izračun strižne nosilnosti. Ker se ukvarjamo z armirano-betonskimi nosilci, kjer je prispevek osne sile enak 0, smo člene, ki so povezani z vplivom osnih sil na strižno nosilnost v enačbah (1) in (10), izpustili. V tem poglavju je narejen povzetek standardov in pravilnika, ki se ukvarjajo s strižno nosilnostjo, medtem ko je celotni postopek za posamezni model dostopen v ([SIST EN 1992-1-1: 2005], [SIST EN 1992-1-1:2024] in [Perišić, 1995]).

### 2.1 Trenutno veljavni standard Evrokod 2 (Model EC2)

Opis modela in enačbe so povzeti po standardu SIST EN 1992-1-1: 2005 Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe (v nadaljevanju EC2). Ocena strižne nosilnosti elementov brez strižne armature  $V_{Rd,c}$  je določena z enačbami (1)–(5).

$$V_{Rd,c}[N] = \max \left\{ V_{Rd,c,0} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \right. \\ \left. V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \right. \quad (1)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}} \leq 2,0 \quad (2)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}[mm^2]}{b_w[mm] \cdot d[mm]} \leq 0,02 \quad (3)$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5)$$

V zgornjih enačbah je  $k$  koeficient, s katerim upoštevamo vpetost razpokanega dela elementa v tlačno cono (enačba (2)),  $\rho_l$  je delež natezne armature, s katerim upoštevamo njen možni učinek (enačba (3)),  $f_{ck}$  je karakteristična tlačna trdnost betona v [MPa], s katero upoštevamo prispevek trenja med zrni agregata vzdolž razpoke,  $v_{min}$  je absolutno najmanjša vrednost strižne nosilnosti betona brez strižne armature (enačba (4)),  $b_w$  je najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone v milimetrih,  $d$  statična višina prereza v milimetrih,  $A_{sl}$  je ploščina prereza natezne armature,  $f_{cd}$  je v [MPa] izražena projektna tlačna trdnost betona in  $\gamma_c = 1,5$  je delni varnostni faktor za beton.

Z naraščanjem obremenitev se strižna nosilnost betona brez strižne armature postopoma zmanjšuje. Zato Evrokod 2 zahteva, da projektno prečno silo, ki preseže strižno nosilnost betona brez strižne armature, prevzamemo v celoti s strižno armaturo. S tem predpostavimo, da so izčrpani vsi mehanizmi, s katerimi beton brez strižne armature lahko prevzame prečno silo, kar predstavlja konservativen pristop.

Pri računu potrebne strižne armature in kontroli nosilnosti betonske tlačne diagonale običajno upoštevamo mehanizem nadomestnega paličja s spremenljivim naklonom tlačne diagonale. Nosilnost tlačne diagonale določimo z enačbo (6) tako za navpično kot za poševno armaturo, pri čemer je pri elementih z navpično strižno armaturo  $\alpha=90^\circ$ .

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)} \quad (6)$$

Strižno nosilnost navpične strižne armature določimo z enačbo (7), strižno nosilnost poševne strižne armature pa z enačbo (8). Strižno nosilnost ene poševno ukrivljene palice izračunamo z enačbo (9).

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (7)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (8)$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin\alpha \quad (9)$$

V zgornjih enačbah je  $A_{sw}$  ploščina prečnega prereza strižne armature v eni strižni ravnini, s medsebojna razdalja vertikalnih stremen oziroma poševnih palic,  $f_{ywd}$  je projektna meja elastičnosti strižne armature,  $\alpha$  je kot med strižno armaturo in osjo nosilca, ki je pravokotna na prečno silo in  $\theta$  je kot med betonsko tlačno diagonalo in vzdolžno osjo nosilca (pri tem je treba upoštevati omejitve  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ ),  $z$  je ročica notranjih sil (lahko jo ocenimo kot  $z=0,9 \cdot d$ ),  $v_1$  je redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona.

## 2.2 Druga generacija standarda Evrokod 2 (Model EC2\*)

Opis modela EC2\* in enačbe so povzete po verziji standardu SIST EN 1992-1-1: 2024 Evrokod 2 – Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, mostove in gradbene konstrukcije. V primerjavi z obstoječim modelom EC2 je pri EC2\* strižna odpornost izražena s strižnimi napetostmi. Ocena strižne nosilnosti betona brez strižne armature je podana z:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{ag}}{d})^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min}, \quad (10)$$

kjer je najmanjša strižna napetost:

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{ag}}{d}}, \quad (11)$$

V zgornjih enačbah je  $d_{ag}$  parameter, ki opisuje hrapavost v območju strižne razpoke in je odvisen od vrste betona in lastnosti agregata. Za betone s  $f_{ck} \leq 60$  MPa je določen kot  $16 \text{ mm} + D_{lower} \leq 40 \text{ mm}$ , kjer je  $D_{lower}$  najmanjša dovoljena vrednost zgornje velikosti zrna za najbolj grobo uporabljeno frakcijo agregata.  $\gamma_v$  je delni varnostni faktor pri dimenzioniranju na strig. Za račun strižne odpornosti elementov brez strižne armature za dolgotrajna in začasna projektna stanja znaša  $\gamma_v = 1,40$  [prEN 1992-1-1:2020 (E), Table 4.3 (NDP), str. 62]. Drugi parametri so opisani v poglavju 2.1.

Standard EC2\*, tako kot trenutno veljavna verzija, zahteva, da se projektna prečna sila, ki preseže strižno nosilnost betona brez strižne armature, prevzame izključno s strižno armaturo. Strižno nosilnost navpične strižne armature določimo z enačbo (12), strižno nosilnost poševne strižne armature pa z enačbo (13). Napetost v tlačnem polju preverimo z enačbo (14), pri čemer je pri elementih z navpično strižno armaturo  $\alpha=90^\circ$ .

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (12)$$

$$\tau_{Rd,sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha_w) \cdot \sin\alpha_w \quad (13)$$

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot \frac{1+\cot^2\theta}{\cot\theta+\cot\alpha_w} \leq v \cdot f_{cd} \quad (14)$$

V zgornjih enačbah je  $\alpha_w$  kot med vzdolžno osjo nosilca in smerjo strižne armature in običajno znaša  $45^\circ \leq \alpha_w < 90^\circ$ , v je

redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona, njegova vrednost je predpisana po Evrokodu 2 in znaša 0,5, kar smo v našem primeru tudi upoštevali, saj nas zanimajo predvsem kombinacije stalne in prometne obtežne. V primeru kontroliranja potresnih obremenitev bi bila ta vrednost manjša. Drugi parametri so opisani v poglavju 2.1.

V poglavju 4 so zaradi primerjav z drugimi modeli tudi za EC2\* prikazane strižne nosilnosti, izražene s silami, ki smo jih določili iz strižnih napetosti.

## 2.3 Merodajne strižne nosilnosti, določene z EC2 in EC2\*

Iz predhodnih poglavij je razvidno, da modela EC2 in EC2\* določata tri vrste strižne nosilnosti: strižno nosilnost betona brez strižne armature  $V_{Rd,c}$ , strižno nosilnost strižne armature  $V_{Rd,s}$  in strižno nosilnost betonske tlačne diagonale  $V_{Rd,max}$ . Ko projektiramo nove konstrukcije, najprej preverimo, ali strižne obremenitve presežejo nosilnost betonske tlačne diagonale  $V_{Rd,max}$ . Ko se to zgodi, moramo bodisi korigirati njen naklon bodisi povečati dimenzije nosilcev.

Če nosilnost tlačne diagonale zadošča, moramo določiti še potrebno količino strižne armature. Če strižne sile ne presežejo strižne nosilnosti betona brez strižne armature  $V_{Rd,c}$ , je treba grede armirati z minimalno strižno armaturo. Ko pa strižne obremenitve presežejo to nosilnost, jih je treba v celoti prevzeti s strižno armaturo in pri tem strižno nosilnost betona brez strižne armature zanemariti. Pri tem oba standarda EC2 in EC2\* predpostavita, da so mehanizmi, ki zagotavljajo strižno nosilnost betona, popolnoma izčrpani, kar je velikokrat dokaj konservativna predpostavka.

Pri analizi obstoječih konstrukcij je postopek nekoliko drugačen in v osnovi reverzibilen. Sprejemljive strižne obremenitve želimo določiti iz strižne nosilnosti. Torej pri oceni strižne nosilnosti (vsaj v prvi iteraciji) strižnih obremenitev še ne poznamo. Zato smo pri oceni strižne nosilnosti, ki smo jo v članku označili z  $V_{Rd,REG}$ , upoštevali večjo izmed vrednosti  $V_{Rd,c}$  in  $V_{Rd,s}$ . Pri tem smo izhajali iz predpostavke, da ko je merodajen  $V_{Rd,s}$ , so strižne obremenitve tako velike, da je strižna nosilnost betona povsem izčrpana, če pa je  $V_{Rd,c}$  večji, je strižne armature dokaj malo in bodo največje možne obremenitve dosežene pri maksimalni nosilnosti betona brez strižne armature, ko bo pa ta presežena, bo kmalu za tem armiranobetonski element močno strižno poškodovan.

## 2.4 Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB)

V pravilniku za beton in armirani beton [Perišić, 1995] je predpostavljeno, da k strižni nosilnosti prispevata tako beton kot strižna armatura, pri čemer se prispevek betona z naraščanjem obremenitve postopoma zmanjšuje.

Računska strižna trdnost betona  $\tau_r$  je odvisna od trdnostnega razreda betona in se primerja s strižnimi obremenitvami, izraženimi z nazivno napetostjo  $\tau_n$  (enačba (15)).

$$\tau_n = \frac{T_{mu}}{b \cdot z}, \quad (15)$$

kjer je  $T_{mu}$  merodajna računska prečna sila,  $b$  minimalna širina prečnega prereza v območju med nevtralno osjo in natezno armaturo in  $z$  ročica notranjih sil.

Vrednost  $\tau_r$  je določena na podlagi trdnostnega razreda betona (preglednica 1). Z njo so zajeti vsi mehanizmi, ki vplivajo na strižno nosilnost betona.

| MB             | 15  | 20  | 30  | 40  | 50  | 60  |
|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| $\tau_r$ [MPa] | 0,6 | 0,8 | 1,1 | 1,3 | 1,5 | 1,6 |

**Preglednica 1.** Strižna trdnost betona v odvisnosti od trdnostnega razreda betona [Perišić, 1995: str 33]

Pri oceni strižne nosilnosti so določeni trije primeri glede na razmerje obremenitev  $\tau_n$  in trdnosti  $\tau_r$ .

**Primer 1:  $\tau_n \leq \tau_r$**

Če je izpolnjen pogoj, kjer je projektna strižna trdnost betona večja od projektne strižne obremenitve, strižna armatura računsko ni potrebna in zadošča že minimalna strižna armatura. Pri tem upoštevamo polno strižno nosilnost betona.

**Primer 2:  $\tau_r < \tau_n < 3\tau_r$**

Če je projektna strižna napetost  $\tau_n$  večja od projektne strižne trdnosti betona  $\tau_r$ , je v prerezu potrebna strižna armatura. Za izračun armature se uporablja model ravninskega nadomestnega paličja s spremenljivim naklonom betonskih tlačnih diagonal, podobno kot v EC2. Vendar se upošteva, da k strižni nosilnosti poleg armature prispeva še beton. Del prečne sile, ki jo prevzame beton ( $T_{bu}$ ), je podan z enačbo (16). Z enačbo (17) izračunamo del prečne sile, ki jo moramo prevzeti s strižno armaturo ( $T_{Ru}$ ). Prispevek betona se postopoma linearno zmanjšuje proti vrednosti 0. Oziroma upoštevamo, da je strižna nosilnost betona izčrpana, in sicer takrat, ko strižne obremenitve dosežejo vrednost  $\tau_n = 3\tau_r$ .

**Primer 3:  $3\tau_r \leq \tau_n \leq 5\tau_r$**

Ko so strižne obremenitve v mejah  $3\tau_r \leq \tau_n \leq 5\tau_r$ , strižno nosilnost betona zanemarimo ( $T_{bu}=0$ ). Celotno prečno silo ( $T_{mu}$ ) prevzamemo s strižno armaturo.

Največjo strižno nosilnost dosežemo ob upoštevanju polne nosilnosti betona ( $T_{bu}$ ) in je enaka seštevku prečne sile, ki jo lahko prevzame beton  $T_{bu}$  (enačba (16)), in prečne sile, ki jo lahko prevzame armatura  $T_{Ru}$  (enačbi (18) in (19)). Najmanjšo strižno nosilnost dosežemo, ko zanemarimo nosilnost betona in je ta enaka strižni nosilnosti armature.

$$T_{bu} = \frac{1}{2} \cdot [3\tau_r - \tau_n] \cdot b \cdot z \quad (16)$$

$$T_{Ru} = T_{mu} - T_{bu} \quad (17)$$

$$A_a = \frac{H_{vu}}{\sigma_v(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \cot\theta)} \quad (18)$$

$$H_{vu} = \int_{x=a}^{x=b} \frac{T_{Ru}}{z} dx \quad (19)$$

V zgornjih enačbah je  $A_a$  ploščina prečne armature,  $\sigma_v$  meja plastičnosti uporabljenega jekla (projektna meja elastičnosti),  $\alpha$  nagibni kot armature za prevzem prečnih sil (stremena in poševno zakrivljene palice), pri čemer je  $\alpha_{min} = 45^\circ$ ,  $\theta$  je nagibni kot betonskih tlačnih diagonal, v mejah  $25^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$  in  $H_{vu}$  je skupna strižna sila na dolžini strižnega armiranja nosilca na delu nosilca, kjer je  $\tau_n(T) > \tau_r$ .

## 3 OCENA strižne nosilnosti na primeru obstoječega mostu

Testni most, na katerem je bila izvedena analiza strižne nosilnosti po modelih iz poglavja 2, je armiranobetonska konstrukcija z enim razponom dolžine 11,7 m. Skupna širina prekladne konstrukcije je 6,68 m. Prekladna konstrukcija je sestavljena iz štirih armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in dveh prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani. Most je prikazan na sliki 1, idealiziran prerez prekladne konstrukcije pa na sliki 4. Za pridobitev vseh potrebnih podatkov za analizo je bil most vizualno pregledan, glavni del preiskav pa je bil usmerjen v določitev količine in razporeditve vzdolžne in strižne armature.



**Slika 1.** Most, na primeru katerega so primerjane ocene strižne nosilnosti

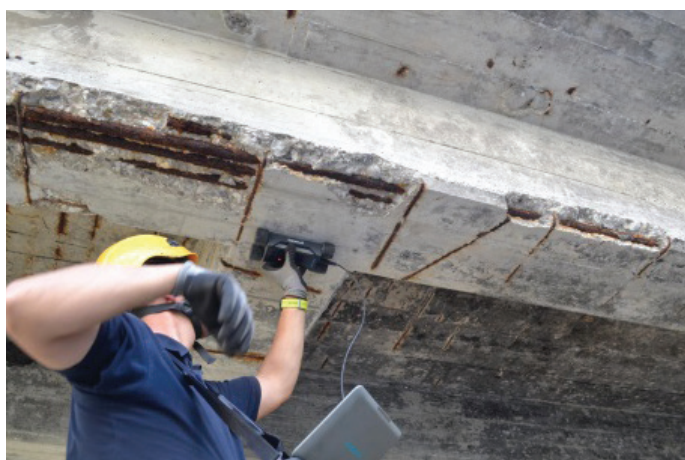
Pregled mostu je pokazal, da je most v slabem stanju. Poleg poškodb, ki bistveno vplivajo na trajnost konstrukcije, so bile ugotovljene tudi poškodbe z vplivom na varnost, zlasti korozija armature na vzdolžnih nosilcih in na spodnji strani voziščne plošče (slika 2).

Za zaznavanje armature smo uporabili profometer (slika 3, levo), ki na nedestruktiven način zazna armaturo do globine približno 8 cm. Tako smo lahko ugotovili količino in razporeditev armature ter krovno plast na mestih, kjer armatura še ni bila razkrita. Za verifikacijo nedestruktivnih preiskav smo na dveh mestih zunanega nosilca – na sredini nosilca in 1 m od podpore – izvedli sondažni pristop. Ta je obsegal lokalno odstranitev betona z udarnim vrtnikom, s čimer je bil omogočen vpogled v globlje plasti prereza in natančnejša določitev razporeditve armature (slika 3, desno).

Izkazalo se je, da je v polju vzdolžnih nosilcev v spodnji coni vgrajenih pet palic premera 32 mm. Približno 1 m od podpore se dve od petih palic ukrivita poševno navzgor. Po celotni dolžini nosilca so vgrajena navpična dvostrizna stremena premera 10 mm. Stremena so neenakomerno oddaljena med seboj, zato smo za medsebojno oddaljenost stremen po celotni dolžini nosilca konservativno upoštevali razdaljo 43 cm. Takšno razporeditev vzdolžne in strižne armature smo privzeli za vse štiri nosilce. Na mestih, kjer zaščitna plast betona ni odpadla, znaša povprečna debelina krovne plasti 2 cm. Na sliki 4 je sivo označen prečni prerez nosilca s sode-



**Slika 2.** Odpadanje zaščitnega sloja betona in korozija nosilne armature



**Slika 3.** Določitev položaja in količine armature s profometrom (levo) in udarnim vrtalnikom (desno)

lujočo širino plošče, določeno po EC2 (člen 5.3.2.1 iz SIST EN 1992-1-1). Pri izračunu strižne nosilnosti pa je bila kot računška širina uporabljena širina stojine  $b_w = 40$  cm.

Materialnih karakteristik nismo izmerili, smo pa v skladu z vizualnim pregledom in inženirskimi izkušnjami s starimi mostovi upoštevali jeklo GA240/360 in beton C20/25, ki približno ustreza marki betona MB25. Marka betona se je po PBAB (poglavje 2.3) določala drugače, zato je vrednosti treba pretvoriti. A ker so razlike minimalne, smo upoštevali prvi ustrezen trdnostni razred C po Evrokodu 2. Strižna trdnost betona je bila nato določena z linearno interpolacijo vrednosti iz preglednice 1 in znaša  $\tau_r = 0,95$  MPa.

Glede na slabo stanje mostu smo pri analizi strižne nosilnosti trdnost jekla zmanjšali za 16 % in smo povsod upoštevali jeklo s karakteristično mejo elastičnosti  $f_{syk} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$  in pripadajočo srednjo vrednostjo  $f_{sym} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ . Zmanjšanje trdnosti je bilo določeno na podlagi redukcijskega faktorja iz metodologije ZAG [Žnidarič, 2020], ki zmanjšuje nosilnost prereza glede na ugotovljeno stanje konstrukcije. V obravnavani analizi je bil učinek tega faktorja poenostavljeno upoštevan z ustreznim zmanjšanjem meje elastičnosti jekla in obenem tudi nosilnosti prereza. Ta zmanjšana vrednost je bila nato enako upoštevana v vseh obravnavanih računskih modelih.



**Slika 4.** Idealiziran prerez prekladne konstrukcije z označeno armaturo. Dimenzije prereza so v [cm]

V preglednici 2 so zbrane vse izmerjene in predpostavljene vrednosti, ki smo jih uporabili pri analizi strižne nosilnosti.

| Simbol                          | Vrednost | Opis                                                                              |
|---------------------------------|----------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| $d$ (m)                         | 0,714    | statična višina                                                                   |
| $b_w$ (m)                       | 0,4      | najmanjša širina prečnega prereza v območju natezne cone                          |
| $f_{ck}$ (MPa)                  | 20       | karakteristična meja tlačne trdnosti betona                                       |
| $f_{cm}$ (MPa)                  | 28       | srednja meja tlačne trdnosti betona                                               |
| $f_{syk}$ (MPa)                 | 200      | karakteristična meja elastičnosti strižne armature                                |
| $f_{sym}$ (MPa)                 | 230      | srednja meja elastičnosti strižne armature                                        |
| $A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> )     | 8,04     | prečni prerez ene vzdolžne natezne palice Ø32                                     |
| $A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> )     | 6,28     | ploščina prečnega prereza navpične strižne armature Ø10 v eni strižni ravnini     |
| $A_{sw,pos}$ (cm <sup>2</sup> ) | 64,3     | ploščina prečnega prereza poševne strižne armature Ø32 v eni strižni ravnini      |
| $s$ (m)                         | 0,43     | medsebojna razdalja stremen                                                       |
| $\alpha$ (°)                    | 90       | naklon navpične strižne armature                                                  |
| $\alpha^*$ (°)                  | 45       | naklon poševno ukrivljenih palic                                                  |
| $\theta$ (°)                    | 45       | naklon betonske tlačne razpore                                                    |
| $\alpha_{cw}$                   | 1        | koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu [EC2, 6.2.3(3), OPOMBA 3] |

**Preglednica 2.** Podatki, ki smo jih upoštevali pri analizi strižne nosilnosti karakterističnih prereзов

## 4 REZULTATI IN ANALIZA

V tem poglavju najprej opišemo potek primerjave strižne nosilnosti obravnavanega mostu z različnimi modeli, vključno z razdelitvijo mostu na značilna območja, izbiro modelov ter definicijo materialnih predpostavk. Nato prikažemo rezultate in njihovo interpretacijo glede na različne parametre.

### 4.1 Opis primerjave različnih postopkov za oceno strižne nosilnosti

V nadaljevanju so predstavljeni in analizirani rezultati ocen strižne nosilnosti obravnavanega testnega mostu, pri čemer so bili uporabljeni trije modeli EC2, EC2\* in PBAB, predstavljeni v poglavju 2. Strižno nosilnost smo najprej določili za en značilen vzdolžni nosilec s T-prečnim prerezom (glej sliko 4). Nosilnost celotne prekladne konstrukcije, sestavljene iz štirih takšnih nosilcev, smo določili s seštevkom nosilnosti posameznih nosilcev. Izračuni so bili izvedeni s programom Excel.

Pri primerjavi metod za oceno strižne nosilnosti smo uporabili dva pristopa:

- **pristop K:** izračun na podlagi karakterističnih vrednosti materialov ob upoštevanju varnostnih faktorjev,
- **pristop S:** izračun na podlagi srednjih vrednosti materialov brez upoštevanja varnostnih faktorjev.

Pristop S predstavlja oceno bližje dejanskemu obnašanju konstrukcije, medtem ko pristop K odraža projektni, konservativni vidik nosilnosti. Materialne karakteristike in varnostni faktorji, uporabljeni v obeh pristopih, so prikazani v preglednicah 3 in 4.

|                    | EC2                                     | EC2*                                                          | PBAB                                  |
|--------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| Beton              | $f_{ck}$                                | $f_{ck}$                                                      | $f_{cd}$                              |
| Jeklo              | $f_{syk}$                               | $f_{syk}$                                                     | $f_{syk}$                             |
| Varnostni faktorji | $\gamma_c = 1,5$ ,<br>$\gamma_s = 1,15$ | $\gamma_c = 1,5$ ,<br>$\gamma_s = 1,15$ ,<br>$\gamma_v = 1,4$ | $\gamma_c = 1$ ,<br>$\gamma_s = 1,15$ |

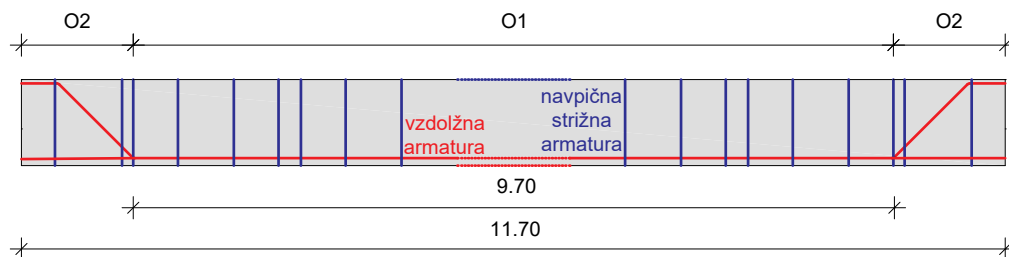
EC\* – osnutek druge generacije standarda Evrokod 2, ki je v sprejemanju

**Preglednica 3.** Pristop K – karakteristične vrednosti trdnosti materiala in varnostni faktorji

|                    | EC2                             | EC2*                                             |
|--------------------|---------------------------------|--------------------------------------------------|
| Beton              | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa       | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa                        |
| Jeklo              | $f_{sym} = 1,15 \cdot f_{sy}$   | $f_{sym} = 1,15 \cdot f_{sy}$                    |
| Varnostni faktorji | $\gamma_c = 1$ , $\gamma_s = 1$ | $\gamma_c = 1$ , $\gamma_s = 1$ , $\gamma_v = 1$ |

EC\* – osnutek druge generacije standarda Evrokod 2, ki je v sprejemanju

**Preglednica 4.** Pristop S – srednje vrednosti trdnosti materiala in varnostni faktorji



**Slika 5.** Shematični prikaz strižne armature v območjih O1 in O2

Ker razporeditev armature ni enaka po celotni dolžini mostu, smo analizo izvedli ločeno za dve značilni območji (glej sliko 5):

- **območje O1**, armirano le z navpičnimi stremeni, ki se nahaja v srednjem delu mostu med ukrivljenima palicama na dolžini približno 10 m;
- **območje O2** v bližini podpor, dolgo približno 1 m, kjer so poleg navpičnih stremen vgrajene tudi poševno ukrivljene palice.

## 4.2 Primerjava modelov pri projektnih vrednostih (pristop K) za obe značilni območji (O1 in O2)

Strižna nosilnost je bila z vsemi uporabljenimi modeli določena v območju O1, ki je armirano le z navpičnimi stremeni (slika 5, območje O1) in v območju O2 (slika 5), ki je armirano z navpičnimi stremeni in poševno armaturo. Rezultati so prikazani v preglednicah 5 in 6 ter na slikah 7 in 8. Najprej je analiziran vpliv velikosti agregata pri računu strižne nosilnosti po EC2\*. Nato so primerjani rezultati strižne nosilnosti po EC2 in EC2\*. Potem sledi primerjava z modelom PBAB. Obravnavan je tudi vpliv značilnih območij, tj. območje z navpičnimi stremeni in območje s kombinirano navpično in poševno strižno armaturo.

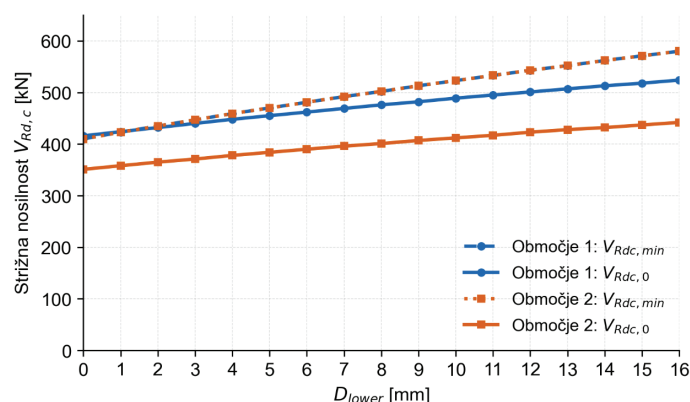
### 4.2.1 Vpliv velikosti agregata v modelu EC2\*

V standardu EC2\* je pri računu strižne nosilnosti vpeljan parameter  $d_{dg}$ , ki je odvisen od parametra  $D_{lower}$ . Ker tega parametra pri obstoječih konstrukcijah ni mogoče enolično določiti, smo izračun izvedli za razpon vrednosti od  $D_{lower,min} = 0$  mm, ki jo pri oceni strižne nosilnosti zahteva EC8-1-1 in predstavlja absolutni minimum, do  $D_{lower,max} = 16$  mm. Graf na sliki 6 prikazuje naraščanje strižne nosilnosti betona  $V_{Rd,c}$  z večanjem najmanjšega premera zrna agregata. Poleg  $V_{Rd,c}$  je prikazana odvisnost najmanjše strižne nosilnosti betona  $V_{Rd,min}$  od  $D_{lower}$ .

V nadaljevanju smo strižne nosilnosti za EC2\* podali kot:

- EC2\*<sub>min</sub>, ob upoštevanju  $D_{lower,min} = 0$  mm in
- EC2\*<sub>max</sub>, ob upoštevanju  $D_{lower,max} = 16$  mm.

Strižna nosilnost betona ob upoštevanju  $D_{lower,max}$  za območje O1 znaša 524 kN, za območje O2 pa 442 kN. To je za približno



**Slika 6.** Strižna nosilnost v odvisnosti od premera zrna agregata (model EC2\*)

četrtino večja vrednost kot ob upoštevanju  $D_{lower,min}$  za obe območji. Minimalna strižna nosilnost betona  $V_{Rd,min}$  pa se glede na velikost  $D_{lower}$  lahko poveča za 41 %.

### 4.2.2 Primerjava EC2 in EC2\*

V preglednici 5 so povzeti rezultati obeh verzij Evrokoda 2, izračunani s projektnimi materialnimi lastnostmi. Rezultati so podani ločeno za prispevek betona  $V_{Rd,c}$  in armature  $V_{Rd,s}$  ter za merodajno strižno nosilnost ( $V_{Rd,REG}$ ). V tej študiji je merodajna strižna nosilnost  $V_{Rd,REG}$  določena kot večja izmed vrednosti  $V_{Rd,c}$  in  $V_{Rd,s}$ . Evrokod 2 sicer narekuje, da se po prekoračitvi odpornosti betona  $V_{Rd,c}$ , ta prispevek ne upošteva več v skupni strižni nosilnosti. Ker pa je cilj študije določiti nosilnost, iz katere se izračuna maksimalna možna obremenitev, nas je zanimala največja možna strižna nosilnost in smo kot merodajno vrednost upoštevali največjo razpoložljivo strižno nosilnost, torej večjo izmed obeh vrednosti. Rezultati za EC2\* so prikazani za najmanjši in največji premer najmanjšega zrna agregata z oznakama EC2\*<sub>min</sub> in EC2\*<sub>max</sub>, kot je opisano v poglavju 4.2.1.

#### Prispevek betona

Na območju O1 (samo stremena) znaša strižna nosilnost betona, izračunana z EC2, 638 kN in je večja kot po EC2\*, kjer vrednosti variirajo med 416 kN in 580 kN, odvisno od najmanjše oziroma največje velikosti zrna agregata. Na območju O2 znaša strižna nosilnost po EC2 538 kN. Ta vrednost je večja od nosilnosti po EC2\* pri do vključno  $D_{lower} = 11$  mm. Od velikosti  $D_{lower} > 11$  mm, pa EC2\* daje večje vrednosti.

Na podlagi analize vrednosti  $V_{Rd,c}$  in  $V_{Rd,min}$  se izkaže, da je po trenutnem EC2 merodajna vrednost  $V_{Rd,c,0}$ , medtem ko je pri EC2\* praviloma merodajna minimalna strižna nosilnost betona  $V_{Rd,min}$ , razen v območju O1 pri najmanjšem zrnju agregata.

#### Prispevek armature

Prispevek armature  $V_{Rd,s}$  je v obravnavanem primeru enak za obe verziji standarda (EC2 in EC2\*). Na območju O1, kjer strižno nosilnost zagotavljajo izključno stremena, znaša prispevek armature 163 kN. Na območju O2, kjer poleg stremen sodeluje tudi poševna armatura, pa znaša prispevek armature 955 kN. Iz rezultatov je razvidno, da je prispevek armature na strižno nosilnost odvisen od tipa armiranja. Medtem ko je na območju O1 njen prispevek razmeroma majhen, se na območju O2 zaradi poševne armature bistveno poveča.

#### Merodajna nosilnost

Merodajna strižna nosilnost  $V_{Rd,REG}$  je določena kot večja izmed prispevkov betona  $V_{Rd,c}$  in armature  $V_{Rd,s}$ . Na območju O1 je tako pri EC2 kot pri EC2\*<sub>min</sub> in EC2\*<sub>max</sub> merodajna nosilnost določena s prispevkom betona, saj je  $V_{Rd,c}$  večji od  $V_{Rd,s}$  ne glede na uporabljeno verzijo standarda ali velikost zrna agregata. Nasprotno pa je na območju O2 merodajna nosilnost v vseh primerih določena s prispevkom armature, saj  $V_{Rd,s}$  presega  $V_{Rd,c}$  tako pri EC2 kot tudi pri EC2\*. To pomeni, da ima na območju O1 ključni vpliv na nosilnost betonski del prereza (in posledično tudi vpliv parametrov, kot je velikost zrna agregata), medtem ko je na območju O2 nosilnost v celoti določena s strižno armaturo.

|    |                     | $V_{Rd,c,min}$<br>(kN) | $V_{Rd,c,0}$<br>(kN) | $V_{Rd,c}$<br>(kN) | $V_{Rd,s}$<br>(kN) | $V_{Rd,REG}$<br>(kN) |
|----|---------------------|------------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|
| O1 | EC2                 | 338                    | 638                  | 638                | 163                | 638                  |
|    | EC2* <sub>min</sub> | 410                    | 416                  | 416                | 163                | 416                  |
|    | EC2* <sub>max</sub> | 580                    | 524                  | 580                | 163                | 580                  |
| O2 | EC2                 | 338                    | 538                  | 538                | 955                | 955                  |
|    | EC2* <sub>min</sub> | 410                    | 351                  | 410                | 955                | 955                  |
|    | EC2* <sub>max</sub> | 580                    | 442                  | 580                | 955                | 955                  |

**Preglednica 5.** Strižna nosilnost, ocenjena z modeloma EC2 in EC2\*

### 4.2.3 Primerjava Evrokodov s PBAB

V nadaljevanju smo vrednosti strižne nosilnosti po EC2 in EC2\* primerjali z modelom PBAB. Primerjava je bila izvedena ločeno za območji O1 in O2. Najprej smo z vsemi modeli posebej primerjali strižne nosilnosti betona in armature, nato pa še seštevke. Rezultati za PBAB so prikazani v preglednici 6, za EC2 in EC2\* pa v preglednici 5. Pri interpretaciji rezultatov je treba upoštevati, da neposredna primerjava rezultatov po PBAB in po obeh različicah Evrokoda 2 ni povsem enoznačna. Model PBAB je bil namreč razvit v okviru izhodišč, ki so temeljila na drugačnih varnostnih faktorjih, kot jih predpisuje EC2. Pomembna je tudi razlika v združevanju prispevkov posameznih strižnih mehanizmov. PBAB v splošnem dovoljuje seštevaje prispevkov betona in armature, EC2 pa ne (glej razlago v poglavju 2.3). Zato ugotovljene razlike ne odražajo zgolj razlik v izračunani nosilnosti, temveč tudi različnih računskih pristopov in zasnovarnosti.

Nosilnost pri PBAB je odvisna od nivoja obremenitve. Pri primerjavi z Evrokodom smo se osredotočili na Primer 2 (glej poglavje 2.4), in sicer na spodnjo ( $\tau_n = \tau_r$ ) in zgornjo mejo ( $\tau_n = 3\tau_r$ ) obremenitve. V tem območju k strižni nosilnosti prispevata tako beton kot armatura. Ko je presežena odpornost betona, strižne obremenitve prevzame še armatura, vendar beton še vedno sodeluje pri prevzemanju obremenitev, le da se njegov prispevek postopoma linearno zmanjšuje.

Maksimalna strižna nosilnost betona po PBAB na obeh območjih (O1 in O2) znaša 977 kN, kar je skoraj dvakratna vrednost strižne nosilnosti betona, določene z EC2 in EC2\*. Ta vrednost pripada spodnji meji Primera 2 ( $\tau_n = \tau_r$ ), na zgornji meji ( $\tau_n = 3\tau_r$ ) pa je strižna nosilnost betona enaka 0.

Strižna nosilnost armature se razlikuje glede na obravnavano območje. V območju O1 znaša 188 kN in v območju O2 1098 kN. Te vrednosti so od tistih, določenih z Evrokodom, večje za 15 %, kar je posledica upoštevanja za 15 % večjega varnostnega faktorja pri Evrokodih.

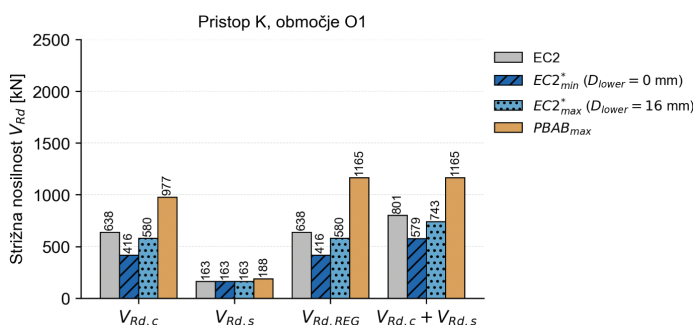
Za neposrednejšo primerjavo med modeli smo dodatno analizirali tudi primer, pri katerem smo pri modelih EC2 in EC2\* skupno strižno nosilnost določili kot vsoto prispevkov betona in armature, tj.  $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$  (slika 7). Takšna primerjava ne predstavlja predpisanega postopka po EC2, temveč služi zgolj za primerjavo z modelom PBAB, ki kombinacijo obeh prispevkov upošteva že v osnovi v odvisnosti od nivoja obremenitve. Seštevke nosilnosti armature in polne nosilnosti betona pri PBAB predstavlja največjo možno nosilnost, ob pogoju, da obreme-

nitev usreza spodnji meji Primera 2 v poglavju 2.4 ( $\tau_n = \tau_r$ ). Ta nosilnost je v območju O1 enaka 1165 kN. Če obremenitev pade na zgornjo mejo Primera 2 pa je strižna nosilnost prereza po PBAB enaka strižni nosilnosti prispevka armature. Pri upoštevanju vsote prispevkov betona in armature pri Evrokodih znašajo nosilnosti 801 kN za EC2 ter med 579 kN in 743 kN za EC2\* v območju O1. V območju O1 je tako največja ocenjena strižna nosilnost po PBAB glede na EC2 za približno 45 % višja pri upoštevanju vsote prispevkov betona in armature.

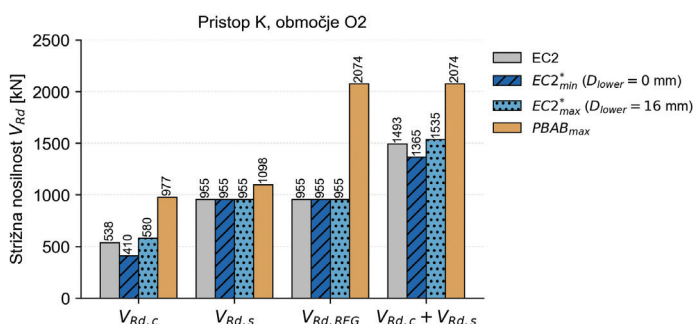
Na sliki 8 so prikazane strižne nosilnosti za območje O2. V tem območju znaša največja ocenjena strižna nosilnost po PBAB 2074 kN. Tudi pri primerjavi z vrednostmi, dobljenimi z upoštevanjem vsote prispevkov betona in armature pri Evrokodih, ostane nosilnost po modelu PBAB bistveno višja, in sicer za približno 39 % glede na EC2 ter za 35 % do 52 % glede na EC2\*.

| PBAB<br>(Primer 2,<br>poglavje 2.4) | $V_{Rd,c}$<br>(kN)<br>( $\tau_n = \tau_r$ ) | $V_{Rd,s}$<br>(kN) | $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$<br>(kN)<br>( $\tau_n = \tau_r$ ) | $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$<br>(kN)<br>( $\tau_n = 3\tau_r$ ) |
|-------------------------------------|---------------------------------------------|--------------------|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| O1                                  | 977                                         | 188                | 1165                                                   | 188                                                     |
| O2                                  | 977                                         | 1098               | 2074                                                   | 1098                                                    |

**Preglednica 6.** Strižna nosilnost, ocenjena z modelom PBAB, za spodnjo in zgornjo mejo obremenitve Primera 2 (poglavje 2.3)



**Slika 7.** Strižna nosilnost ( $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$  in  $V_{Rd,REG}$ ) testnega mostu v območju O1, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa K. Za model PBAB so prikazane največje vrednosti ( $\tau_n = \tau_r$ )



**Slika 8.** Strižna nosilnost ( $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$  in  $V_{Rd,REG}$ ) testnega mostu v območju O2, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa K. Za model PBAB so prikazane največje vrednosti ( $\tau_n = \tau_r$ )

Velika razlika v skupni strižni nosilnosti med modeli kaže na izrazit vpliv predpostavljenega prispevka betona k strižni nosilnosti konstrukcije.

Rezultati primerjave kažejo, da izbira modela pomembno vpliva na ocenjeno strižno nosilnost, predvsem zaradi različnih predpostavk glede prispevka betona in interakcije med betonom ter armaturo. Razlike med modeli so posebej izrazite v območjih, kjer ima beton pomemben delež pri prevzemanju strižnih obremenitev.

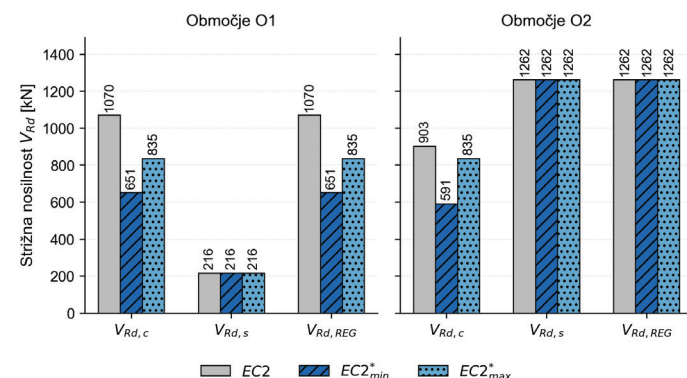
### 4.3 Primerjava modelov pri srednjih vrednostih (pristop S) za obe značilni območji (O1 in O2)

S pristopom S (preglednica 4) smo v območjih O1 in O2 (slika 5) primerjali EC2 (poglavje 2.1) in EC2\* (poglavje 2.2). Določili smo strižno nosilnost betona  $V_{Rd,c}$ , strižno nosilnost armature  $V_{Rd,s}$  ter merodajno strižno nosilnost  $V_{Rd,REG}$ , ki je določena kot večja izmed obeh prispevkov. Rezultati so za obe območji (O1 in O2) prikazani v preglednici 7 in na sliki 9.

|    |                     | $V_{Rd,c,min}$<br>(kN) | $V_{Rd,c,0}$<br>(kN) | $V_{Rd,c}$<br>(kN) | $V_{Rd,s}$<br>(kN) | $V_{Rd,REG}$<br>(kN) |
|----|---------------------|------------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|
| O1 | EC2                 | 400                    | 1070                 | 1070               | 216                | 1070                 |
|    | EC2* <sub>min</sub> | 591                    | 651                  | 651                | 216                | 651                  |
|    | EC2* <sub>max</sub> | 835                    | 820                  | 835                | 216                | 835                  |
| O2 | EC2                 | 400                    | 903                  | 903                | 1262               | 1262                 |
|    | EC2* <sub>min</sub> | 591                    | 549                  | 591                | 1262               | 1262                 |
|    | EC2* <sub>max</sub> | 835                    | 692                  | 835                | 1262               | 1262                 |

**Preglednica 7.** Strižna nosilnost, ocenjena z modeloma EC2 in EC2\*

V območju O1 je pri EC2 tako kot pri EC2\* merodajna strižna nosilnost določena s prispevkom betona, saj je  $V_{Rd,c}$  večji od  $V_{Rd,s}$ . Strižna nosilnost po EC2 znaša 1070 kN, medtem ko po EC2\* variira med 651 kN in 835 kN, odvisno od upoštevanega velikosti agregata. Prispevek stremenske armature znaša 216 kN in je pri obeh modelih enak.

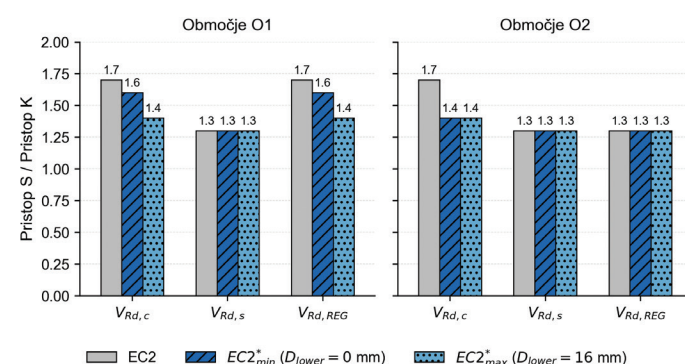


**Slika 9.** Strižna nosilnost ( $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$  in  $V_{Rd,REG}$ ) testnega mostu v območju O1 in O2, določena z različnimi modeli z uporabo pristopa S

V območju O2 je položaj obraten, saj merodajno strižno nosilnost določa armatura. Prispevek armature znaša 1262 kN in je pri obeh verzijah standarda enak. Prispevek betona po EC2 znaša 903 kN, medtem ko EC2\* poda nižje vrednosti, predvsem pri upoštevanju manjšega zrna agregata, vrednosti se gibljejo med 591 kN in 835 kN.

Na sliki 10 so prikazana razmerja med vrednostmi, izračunanimi s pristopom S in pristopom K. Pričakovano so strižne nosilnosti, določene s pristopom S, večje od nosilnosti, določenih s pristopom K. Razmerja med pristopoma so odvisna od uporabljenega modela, obravnavanega območja in posamezne komponente strižne nosilnosti. Osredotočili smo se na modela po Evrokodu 2, EC2 in EC2\*.

Največje razlike se pojavijo pri prispevku betona  $V_{Rd,c}$ , kjer so vrednosti, določene s pristopom S, za približno 1,4- do 1,7-krat večje od vrednosti, določenih s pristopom K. Pri prispevku armature  $V_{Rd,s}$  so razlike manjše in znašajo približno 1,3. Posledično tudi merodajna strižna nosilnost  $V_{Rd,REG}$  pri pristopu S dosega za približno 1,3- do 1,7-krat večje vrednosti. Takšen rezultat je pričakovan, saj smo pri pristopu S uporabili srednje vrednosti trdnosti materialov, medtem ko pri pristopu K uporabljamo projektne vrednosti materialnih parametrov ob upoštevanju delnih varnostnih faktorjev.



**Slika 10.** Razmerja med strižnimi nosilnostmi ( $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$  in  $V_{Rd,REG}$ ), izračunanimi s pristopom S in pristopom K

Dobljeni rezultati kažejo, da lahko izbira pristopa pomembno vpliva na ocenjeno strižno nosilnost obstoječih mostov. Pri obstoječih konstrukcijah, kjer dejanske lastnosti materialov pogosto odstopajo od konservativno predpostavljenih projektnih vrednosti, bi lahko pristop S predstavljal uporabno dopolnitev pri oceni dejanske nosilnosti konstrukcije. Pri tem je treba poudariti, da takšen pristop ni skladen s standardno predpisanim postopkom preverjanja nosilnosti. Običajno se vrednosti, izračunane s povprečnimi karakteristikami, delijo z varnostnimi faktorji. Vrednosti varnostnih faktorjev bodo določene v izbranih poglavjih druge generacije Evrokodov, ki se nanašajo na analizo obstoječih konstrukcij.

V okviru obravnavane analize je bil pristop S uporabljen predvsem z namenom ovrednotenja razlik med posameznimi računskimi pristopi. Takšen pristop bi bil lahko posebej relevanten pri odločanju o začasnem nadaljnjem obratovanju mostov, določanju prometnih omejitev ali prioritetah sanacijskih ukrepov, predvsem kadar so na voljo dodatne informacije o dejanskem stanju konstrukcije in materialov. Poleg tega takšen pristop omogoča boljše razumevanje razmerja med pred-

pisano dovoljeno obtežbo in dejansko nosilnostjo konstrukcije. Pri določanju dovoljene obtežbe se namreč uporabljajo varnostni faktorji, katerih namen je zagotoviti zahtevano raven zanesljivosti ob upoštevanju negotovosti, povezanih z obremenitvami, materialnimi lastnostmi, geometrijskimi parametri in uporabljenimi računskimi modeli. Posledično lahko ocenjena dejanska nosilnost konstrukcije v posameznih primerih presega normativno določeno omejitev obtežbe, ne da bi bila pri tem ogrožena njena varnost ali uporabnost.

## 5 SKLEP

Nekatere obstoječe raziskave [Vida, 2016] že ugotavljajo, da je lahko ocena strižne nosilnosti po trenutnem standardu Evrokod 2 (EC2) [SIST EN 1992-1-1: 2005] bolj konservativna kot po predpisih, ki so bili v uporabi pred tem. Zato se zastavlja vprašanje, koliko so varni starejši mostovi glede na to, da so se obremenitve povečale, pri tem pa je lahko ocena nosilnosti bolj konservativna. Zato smo se odločili, da za oceno njihove strižne nosilnosti uporabimo različne modele in jih primerjamo med sabo.

V članku smo predstavili tri modele za določanje strižne nosilnosti. Z njimi smo analizirali strižno nosilnost prekladne konstrukcije, sestavljene iz štirih armiranobetonskih vzdolžnih nosilcev, plošče in dveh prečnih nosilcev, ki so medsebojno monolitno povezani, in ugotavljali razlike med njimi. Primerjali smo trenutno veljavni standard Evrokod 2 (EC2), drugo generacijo tega standarda (EC2\*) in Pravilnik za beton in armirani beton (PBAB).

Z uporabo različnih modelov smo dobili različne ocene strižne nosilnosti. Razlike med EC2 in EC2\* so predvsem v strižni nosilnosti betona brez strižne armature. Na strižno nosilnost betona po EC2\* vpliva velikost zrna agregata. Z večanjem zrna agregata narašča tudi strižna nosilnost betona. Ob upoštevanju varnostnih faktorjev in karakterističnih vrednosti trdnosti materialov je strižna nosilnost betona v območju stremenske armature (O1), ocenjena z EC2, za 53 % večja od tiste, ocenjene z EC2\*, ob upoštevanju  $D_{lower} = 0$  mm. V območju poševne armature (O2) pa je razlika 31 %. Ta vrednost (EC2\*<sub>min</sub>) se upošteva v primeru potresne obtežbe. Če upoštevamo  $D_{lower} = 16$  mm, je strižna nosilnost po EC2\* le še za 10 % manjša od tiste, ocenjene po obstoječem EC2, na območju O1 in za 8 % večja na območju O2. Strižna nosilnost armature je po obeh Evrokodih enaka. Ta je večja ob podpori, saj poševno ukrivljene palice prispevajo velik del k strižni nosilnosti armature. Te strižne nosilnost povečajo le lokalno na območju podpor, zunaj tega območja je strižna nosilnost armature zaradi malo stremenske armature relativno nizka.

Glavna razlika med pristopoma PBAB in EC2 izhaja iz načina določanja strižne nosilnosti betona. V obravnavanem primeru je bila strižna nosilnost betona, ocenjena po modelu PBAB, do 1,5-krat večja od nosilnosti, določene po EC2. Nasprotno so razlike v prispevku prečne armature relativno majhne in izvirajo iz uporabe varnostnih faktorjev. Dodatna pomembna razlika med pristopoma je tudi v načinu upoštevanja hkratnega prispevka betona in armature k skupni strižni nosilnosti. Model PBAB pri izbranih ravneh obtežbe dovoljuje, da se prispevka betona in armature seštejeta. Pri tem je treba poudariti, da se pripevek betona postopno zmanjšuje in pri zelo velikih strižnih obremenitvah izniči. Pri EC2 pa se prispevka betona in armature v splošnem ne seštevata. V prikazani analizi je bila upoštevana večja izmed obeh nosilnosti (glej razlago v poglavju 2.3). Zaradi takšne obravnave je bila največja strižna nosilnost, določena po modelu PBAB (pri polni strižni nosilnosti betona), v

obravnavanem primeru do 2,2-krat večja od merodajne strižne nosilnosti po EC2, vendar pa je treba izpostaviti, da neposredna primerjava med pristopoma ni povsem enoznačna. Model PBAB je bil namreč razvit v okviru izhodišč, ki so temeljila na drugačnih varnostnih faktorjih, kot jih predpisuje EC2.

Primerjava pristopov S in K je pokazala, da pristop S poda za približno 1,3- do 1,7-krat večje strižne nosilnosti, pri čemer so največje razlike povezane s prispevkom betona. Razlike izhajajo predvsem iz uporabe srednjih vrednosti materialnih lastnosti pri pristopu S ter projektnih vrednosti z upoštevanjem delnih varnostnih faktorjev pri pristopu K. Rezultati nakazujejo, da bi lahko pristop S predstavljal uporabno dopolnitev pri ocenjevanju dejanske nosilnosti obstoječih mostov.

Za presojo vpliva razlik v strižni nosilnosti, dobljenih z različnimi računskimi modeli in ob različnih predpostavkah, na varnost in nadaljnje upravljanje objekta je treba izvesti celovito analizo konstrukcijske varnosti. Ta mora poleg strižne nosilnosti upoštevati dejanske prometne in druge obtežbe, geometrijo in stanje celotnega mostu, lastnosti vgrajenih materialov, način modeliranja, druge možne načine porušitve itd. Takšna analiza predstavlja naslednji korak raziskave in bo omogočila oceno, v kolikšni meri izbira računskega modela za strižno nosilnost in uporabljenih predpostavk vpliva na oceno varnosti obstoječih mostov in posledično na odločitve upravljavcev glede uvedbe prometnih omejitev, načrtovanja sanacijskih ukrepov in presoje preostale uporabne dobe objektov.

Ker smo v članku analizirali le en most s specifičnimi karakteristikami, teh rezultatov ne moremo posplošiti. Za bolj oprijemljive zaključke bi bilo treba analizirati večje število mostov.

## 6 ZAHVALA

Za podporo se zahvaljujemo Javni agenciji za znanstveno-raziskovalno in inovacijsko dejavnost Republike Slovenije (ARIS), ki je raziskavo podprla v okviru raziskovalnega programa št. P2-0273 in infrastrukturnega programa št. I0-0032, in vsem, ki so kakorkoli prispevali k izvedbi obravnavane raziskave.

## 7 LITERATURA

Gošte, N., Ocena strižne nosilnosti preklad obstoječih krajših armiranobetonskih mostov. Magistrsko delo, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, 2022.

Herbrand, M., Adam, V., Hegger, J., Short Term Solutions for the Assessment of the Shear Capacity of Existing Prestressed Concrete Bridges. IABSE Workshop Helsinki 2015, str. 122-128, 2015.

Perišić, Ž (ur.), Pakvor, A. (ur.), Beton i armiran beton prema BAB 87. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, str. 33-34, 1995.

SIST 1992-1-1:2024. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe, mostove in gradbene konstrukcije. Evropski komite za standardizacijo. 2024.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Evropski komite za standardizacijo. 2005.

Vida, R., Halvonik, J., Shear resistance of existing concrete bridges. Procedia Engineering, 156, str. 515-522, 2016.

Žnidarič, A., Poročilo P 901/09-670-1 - Vzpostavitev metodologije določanja in kontroliranja nosilnosti objektov na državnih cestah. Zavod za gradbeništvo Slovenije, Ljubljana, 2010.