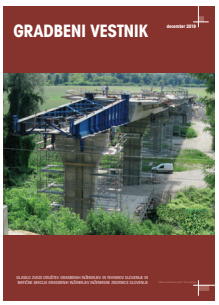
GRADBENI VESTNIK

december 2019

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

Poštnina plačana pri pošti 1102 Ljubljana



Gradbeni vestnik • 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, december 2019, letnik 68, str. 285-328

Izdajatelj:
Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana, telefon 01 52 40 200; faks 01 52 40 199 v sodelovanju z **Matično sekcijo gradbenih inženirjev Inženirske zbornice Slovenije (MSG IZS),** 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: **mag. Andrej Kerin**, predsednik
Dušan Jukić
prof. dr. Matjaž Mikoš
IZS MSG: **Gorazd Humar**
Ana Brunčič
dr. Branko Zadnik
UL FGG: **izr. prof. dr. Sebastjan Bratina**
UM FGPA: **doc. dr. Milan Kuhta**

Glavni in odgovorni urednik:
prof. dr. Janez Duhovnik

Lektor:
Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:
Romana Hudin

Tajnica:
Eva Okorn

Oblikovalska zasnova:
Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:
Kočevski tisk

Naklada:
500 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

http://www.zveza-dgits.si.
Letno izide 12 številk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 23,16 EUR; za študente in upokojence 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 vštet DDV.

Poslovni račun ZDGITS pri NLB Ljubljana:
SI56 0201 7001 5398 955

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 dvojnim 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: janez.duhovnik@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

Voščilo

stran **286**
doc. dr. Andrej Kryžanowski, univ. dipl. inž. grad.
VOŠČILO PREDSEDNIKA ZDGITS

Jubilej

stran **287**
doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.
Ema Kemperle, dipl. inž. kem. tehnol.
ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO SLOVENIJE JE PRAZNOVAL 70 LET DELOVANJA

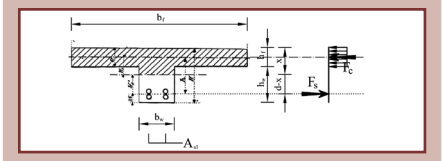
Nagrajeni gradbeniki

stran **290**
akad. prof. dr. Peter Fajfar, univ. dipl. inž. grad.
ZOISOVO PRIZNANJE ZA PROF. DR. MATJAŽA DOLŠKA

Članki • Papers

stran **291**
doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.
dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.
Jan Kalin, univ. dipl. inž. grad.
dr. Andrej Anžlin, univ. dipl. inž. grad.
UPORABA SISTEMOV ZA TEHTANJE VOZIL MED VOŽNJO ZA DOLOČITEV REALNE KONSTRUKCIJSKE VARNOSTI MOSTOV
USING WEIGH-IN-MOTION SYSTEMS FOR OPTIMAL ASSESSMENT OF BRIDGES

stran **299**
asist. Ana Brunčič, mag. inž. grad., univ. dipl. nov.
doc. dr. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.
ARMIRANOBETONSKI T-PREREZI: MODELIRANJE IN ANALIZA
REINFORCED CONCRETE T-SECTIONS: MODELLING AND ANALYSIS



stran **308**
Dušan Rožič, univ. dipl. inž. grad.
Leon Ruhitel, grad. teh.
Iztok Likar, univ. dipl. inž. grad.
Tadej Valenko, mag. inž. grad.
PROJEKTIRANJE IN GRADNJA VIADUKTA SEJANCA
DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE VIADUCT SEJANCA

stran **320**
Gorazd Humar, univ. dipl. inž. grad.
BENETKE IMAJO ŠTEVILNE TEŽAVE Z MOSTOM USTAVNOSTI
THE CITY OF VENICE IS FACING BIG TROUBLES WITH THE CONSTITUTION BRIDGE

Obvestila ZDGITS

stran **326**
PRIPRAVLJALNI SEMINARJI IN IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2020

Vsebina letnika 68/2019

stran **327**
Eva Okorn

Novi diplomanti

Eva Okorn

Koledar prireditev

Eva Okorn

Slika na naslovnici: Gradnja viadukta Sejanca, foto Leon Ruhitel

VOŠČILO PREDSEDNIKA ZDGITS

Leto 2019 nam bo ostalo v lepem spominu kot leto častitljivih obletnic. Letos je minilo sto let od ustanovitve Univerze v Ljubljani in Tehnične fakultete kot predhodnice sedanje Fakultete za gradbeništvo in geodezijo. Praznovali smo tudi stoletnico ustanovitve Ljubljanske inženirske zbornice, njeno tradicijo pa nadaljuje sedanja Inženirska zbornica Slovenije. V aprilu smo v Sloveniji organizirali Svetovni gradbeni forum z odmevno mednarodno udeležbo, na katerem je potekala razprava o temah, ki bodo v naslednjih desetletjih vplivale na razvoj gradbeništva: gradbeništvo v luči digitalnega razvoja, energija, kulturna dediščina, reforma izobraževanja na področju inženirstva, informacijsko modeliranje stavb. Zaključki razprave s priporočili so bili objavljeni kot dodatek Agendi za cilje trajnostnega razvoja do leta 2030 z naslovom: Ljubljanska izjava o odpornosti stavb in infrastrukture 2019. Konec letošnjega leta zaključujemo tudi celovito prenovo spletne strani Gradbenega vestnika, ki smo jo izvedli z namenom vključitve našega glasila v mednarodne bibliografske baze, s čimer želimo povečati odmevnost objavljenih člankov. Prenovljena spletna stran bo gostovala na strežniku UL Fakultete za gradbeništvo in geodezije in bo predvidoma operativna na začetku prihodnjega leta.

Ob praznovanju častitljivih obletnic se bomo odhajajočega leta bolj spominjali z grenkobo, ki je posledica uveljavljanja nove gradbene zakonodaje. Prvo vprašanje, ki smo ga gradbeniki izpostavili v okviru delovanja Inženirske zbornice, je večja zastopanost gradbenikov v organih odločanja v zbornici, ki je glede na številčnost sekcije gradbenikov nesorazmerno majhna. Vsi predlogi spremembe statuta sekcije gradbenikov so bili pri ostalih sekcijah zavrnjeni. Drugo vprašanje, ki je marsikaterega gradbenika pripeljala na rob eksistenčnega preživetja, pa je povezano z interpretacijo resornega ministrstva glede vodenja projektov za stavbe in opravljanja del nadzornih inženirjev. Vsaj kar zadeva vodenja projektov, je pričakovati, da se bo problematika razrešila na način, kot ga je že predlagala Inženirska zbornica, vseeno pa ostaja grenak priokus glede interpretacije resornega ministrstva, da se o vprašanju presoje prevladujoče stroke prepušča referentu pri obravnavi vloge za gradbeno dovoljenje, in ne naročniku in projektantu, ki s svojo strokovnostjo in odločitvami nosita tudi polno odgovornost. Vprašanje vloge gradbenikov znotraj Inženirske zbornice pa tudi še ni razrešeno. Na junijskem zboru sekcije gradbenikov je bila jasno izražena zahteva po razdružitvi gradbenikov z IZS, ki izhaja predvsem iz nezadovoljstva glede na odnose znotraj zbornice. Zastavljena samostojna pot za gradbenike nikakor ne bo lahka – vsekakor pa mora biti to skrajna možnost, če so predhodno res izčrpane vse možnosti za dosego kompromisnih rešitev delovanja v okviru sedanje zbornice. Pri tem je pomembno, da se o vseh aktivnostih tudi stalno informira članstvo, in tu je priložnost, da se izkoristi Gradbeni vestnik kot forum, na katerem bi se lahko odprto in strokovno razpravljalo o možnosti nadaljnjih razvojnih poti gradbenikov in gradbeništva v prihodnje.

V upanju, da nam prihajajoče leto 2020 ponudi več možnosti za dialog in ureditev statusa gradbenikov in gradbeništva, kot nam pritiče, vam želim veliko poslovnih uspehov, predvsem pa zdravja, veselja in osebne sreče.

doc. dr. Andrej Kryžanowski
predsednik ZDGITS

Vsem bralcem, avtorjem in recenzentom Gradbenega vestnika želita vesele božične praznike ter srečno in zdravo novo leto 2019
izdajateljski svet in uredništvo.

ZAVOD ZA GRADBENIŠTVO SLOVENIJE JE PRAZNOVAL 70 LET DELOVANJA

Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG) je 12. novembra 2019 na Ljubljanskem gradu zaznamoval častitljivih 70 let delovanja. Ob tej priložnosti so prvič v zgodovini podelili nagrado za življenjsko delo na področju potresnovarne gradnje zidanih objektov akademiku profesorju dr. Mihu Tomaževiču. Osrednji govorec na prireditvi je bil minister za izobraževanje, znanost in šport dr. Jernej Pikalo. Slavnostnega dogodka se je udeležilo več kot 350 gostov iz desetih držav.

predhodnika, Gradbeni inštitut Slovenije, sta bila na primer ustanovljena tudi Institut Jožef Stefan in Centralna tehnična knjižnica. Delovati so med drugimi začele tovarne Rog, Lesnina in Fructal, zunaj naših meja pa Adidas in VW. Ustanovljeni sta bili LR Kitajska in ZR Nemčija.

In po vseh teh letih naš cilj ostaja nadaljevati tradicijo raziskovalnega in strokovnega dela Gradbenega inštituta Slovenije, ki se je kmalu preimenoval v Zavod za raziskavo materialov in konstrukcij in ki je bil eden osrednjih gradbe-

zuje prejšnji teden objavljena statistika, po kateri je ZAG na 7. mestu v Sloveniji po črpanju sredstev iz Obzorij 2020.

Drugo enakovredno ključno področje so strokovne dejavnosti, katerih rezultati se tesno dopolnjujejo z izsledki znanstvenega in raziskovalnega dela. V vseh primerih se posebej posvečamo zahtevnim objektom, kot sta prometna in energetska infrastruktura, zanesljivosti in varnosti konstrukcij, novim in boljšim materialom, trajnostni gradnji, krožnemu

Udeležence slavnostne akademije je v uvodu nagovoril direktor Zavoda za gradbeništvo Slovenije doc. dr. Aleš Žnidarič.

Gospa de Lurdes Antunes, predsednica združenja FEHRL.

Direktor Zavoda za gradbeništvo Slovenije doc. dr. Aleš Žnidarič je v svojem nagovoru poudaril:

Spoštovani minister za izobraževanje, znanost in šport dr. Jernej Pikalo, spoštovana nova rektorica Univerze na Primorskem dr. Klavdija Kutnar, spoštovani dekani in prodekani, spoštovani direktorji in predsedniki uprav, kolegice in kolegi, drage sodelavke in sodelavci,

70 let je spoštljivo dolga doba. Ko je leta 1949 Ljudska republika Slovenija ustanovila našega

nih inštitutov v nekdanji državi. V zadovoljstvo mi je, da vsa leta sledimo začrtani poti, zaradi česar smo prepoznavni doma in še bolj v tujini. Danes se nas trudi 218, od tega ima več kot 80 % sodelavcev univerzitetno izobrazbo, med nami je 64 doktorjev znanosti.

Znanstvena in RR-dejavnost je prva ključna komponenta našega delovanja. Raziskave so pretežno aplikativno naravnane, številne so tesno povezane z domačo in tujo stroko. Sočasno vzdržujemo neposredni stik z najnovejšimi znanstvenimi spoznanji. To doka-

gospodarstvu in objektom kulturne dediščine. Vedno bolj se ukvarjamo z digitalizacijo, brez katere razvoj širšega področja gradbeništva ni več mogoč.

Zaradi stalnih posodobitev nam raziskovalno-preizkuševalna oprema omogoča kakovostno izvajanje vseh aktivnosti. Začenjamo največjo investicijo v zadnjih desetletjih, izgradnjo novega požarnega laboratorija v Logatcu. Načrtujemo krepitev prisotnosti v vzhodni regiji in selitev mariborske enote v primernejše prostore.

Vseh 70 let smo se uspešno povezovali z domačimi in tujimi partnerji, pri konkretnih projektih, danes pa tudi v okviru strateških razvojno inovacijskih partnerstev. Predstavniki mnogih partnerjev ste danes z nami in se vam na tem mestu iskreno zahvaljujem za vsa pretekla sodelovanja, v želji, da bodo prihodnja vsaj tako uspešna.

Ne nazadnje, vse našteto bi bilo bistveno težje izvedljivo, če ne bi bili vsa leta močno vpeti v mednarodno sodelovanje. Smo aktivni član evropskih združenj nacionalnih inštitutov za cestni transport FEHRL ter nacionalnih gradbenih inštitutov ENBRI, predstavnika obeh vas bosta pozdravila v nadaljevanju. Tu so še Evropska organizacija za tehnične ocene EOTA, evropski platformi za gradbeništvo ECTP in cestni transport ERTRAC, Center znanja in inovacij RawMaterials in številna druga združenja.

Če povzamem, resnično smo ponosni, da po večini najpomembnejših kazalnikov ostajamo primerljivi z najboljšimi sorodnimi inštituti po svetu. To je mogoče le z veliko zavzetostjo vseh zaposlenih, sedanjih in upokojenih, ki se vam na tem mestu posebej in iskreno zahvaljujem.

Zadnje desetletje je dokaz, da sta znanje in tehnološka razvitost bistvena za preživetje gospodarstva in posledično za blaginjo državljanov. Na tem področju se bomo trudili še naprej, saj sta se tako gradbeništvo kot naša družba pred novimi izzivi. Brez najmanjšega dvoma pa lahko zagotovim, da bodo aktivnosti Zavoda za gradbeništvo Slovenije še naprej temeljile na znanju, ki bo puščalo sledi ne le v Sloveniji, ampak tudi širše.

Zbrane ugledne goste iz Slovenije in tujine sta nagovorila predstavnica Združenja evropskih nacionalnih raziskovalnih centrov na področju cestnega transporta FEHRL, gospa Maria de Lurdes Antunes, in predstavnik Združenja evropskih nacionalnih gradbenih laboratorijev ENBRI, gospod Johan Vyncke.

Gospa de Lurdes Antunes je poudarila, da je ZAG aktivni član združenja FEHRL že od leta 1994. Poudarila je, da je »ena ključnih značilnosti njegova odprtost za sodelovanje z drugimi organizacijami, deljenje idej, znanja in trdo delo z drugimi ter dojemanje priložnosti, ki izhajajo iz globalnih izzivov«. Posebej je omenila tudi, da je bil ZAG pred petimi leti po analizi avstrijskega ministrstva za transport, inovacije in tehnologije uvrščen med tri najuspešnejše evropske inštitute po številu pridobljenih mednarodnih raziskovalnih projektov na področju cestne infrastrukture. Gospod Vyncke je omenil: »Oceniti moramo, kako se lahko krožno gospodarstvo izvaja v našem sektorju in kaj bo prinesla digitalizacija. Potrebujemo nove metode za zaščito lastne dediščine in za zmanjšanje porabe energije, ki jih potrebujemo za gradnjo novih trajnih konstrukcij, da se bodo naši otroci in vnuki ponosno ozrli na to, kar smo jim pustili, kot pričevanja preteklosti in priložnosti za prihodnost. Iz naših skupnih dejavnosti v ENBRI vem, da je ZAG aktiven pri vseh teh vprašanjih, zato popolnoma zaupam, da bo tudi v prihodnje ostal močan kreator slovenskega znanja na področju gradbeništva.«

Minister za izobraževanje, znanost in šport dr. Jernej Pikalo je poudaril velik pomen komplementarnosti temeljnih in aplikativnih raziskav. To velja tudi za področje gradbeništva in vključuje razvoj novih materialov, izboljšanje infrastrukture in varovanja okolja in drugih ukrepov, ki so namenjeni ljudem: »Zavod za gradbeništvo od leta 1949 vse, kar počne, počne predvsem v dobro vseh nas. Zato da so naša bivališča boljša, zato da so naše komunikacije v smislu cest in vsega tega boljše, bolj varne, drugačne.«

Gospod Johan Vyncke, predstavnik združenja ENBRI

Osrednji govorec na akademiji je bil minister za izobraževanje, znanost in šport dr. Jernej Pikalo.

V zaključku slavnostne akademije je Zavod za gradbeništvo Slovenije prvič podelil nagrado za življenjsko delo, ki ga je za svoje dosežke na področju potresnovarne gradnje zidanih objektov prejel akademik profesor dr. Miha Tomaževič.

Akademik profesor dr. Miha Tomaževič je eden izmed najvidnejših slovenskih inženirjev na področju gradbeništva, ki ga bogatijo izvrstni raziskovalni dosežki in predvsem njihova zavidljiva vpeljava v prakso. Dr. Tomaževič na področju raziskav zidanih konstrukcij pri potresni obtežbi sodi v sam svetovni vrh.

Prof. dr. Miha Tomaževič je prejel nagrado za življenjsko delo.

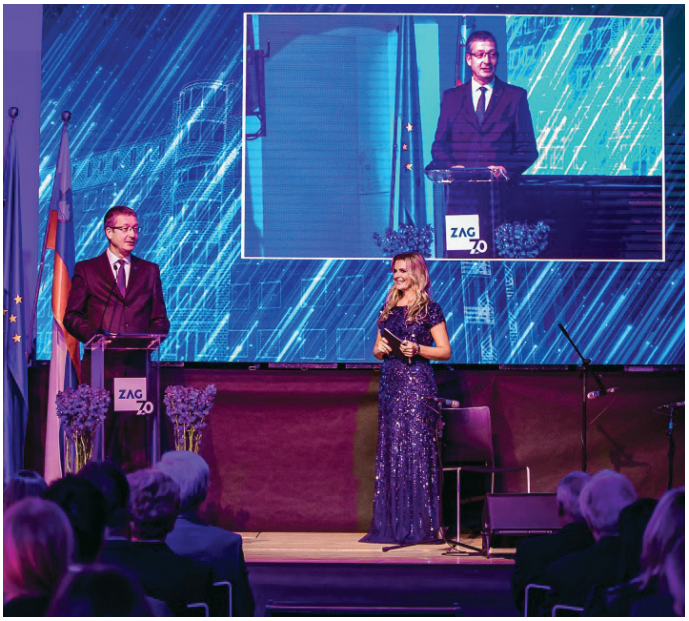
Nepozabni so njegovi dragoceni prispevki pri popotresni obnovi stavb v Posočju in Furlaniji. Dr. Tomaževič je bil gostujoči profesor na Univerzi v Trentu, na Universidad de Chile v Santiagu, redno gostuje na univerzi v Padovi, predaval je na Politehniki v Milanu. Gostoval je na Tehniški univerzi v Dresdnu, na Indian Institute of Technology v Roorkeeju in na Univerzi v Brescii. Imel je več kot 60 predavanj in seminarjev na različnih univerzah in raziskovalnih inštitutih v ZDA, Italiji, Nemčiji, Grčiji, na Japonskem, Kitajskem, v Čilu in Mehiki. Je član uredniških odborov revij European Earthquake Engineering in Bulletin of Earthquake Engineering. Dr. Tomaževič je avtor številnih knjig in člankov. Za svoje delo je prejel številne mednarodne nagrade, omenimo samo najbolj prestižno, Scalzi Research Award, ki mu jo je v letu 2005 podelilo ameriško Združenje za zidane konstrukcije (The Masonry Society).

Dolga leta je vodil Odsek za potresno inženirstvo in bil med letoma 1996 in 2005 tudi direktor ZAG. Leta 2001 je postal izredni, leta 2009 pa redni član Slovenske akademije znanosti in umetnosti. Je tudi član Slovenske inženirske akademije.

Posnetek slavnostne akademije si lahko ogledate na http://www.zag.si/si/novice/zag-je-praznoval-70-let.

doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.
Ema Kemperle, dipl. inž. kem. tehnol.

Duo harmonik je poskrbel za glasbeno spremljavo dogodka.



Program je povezovala ga. Bernarda Žarn.

ZOISOVO PRIZNANJE ZA PROF. DR. MATJAŽA DOLŠKA

Dr. Matjaž Dolšek, redni profesor za področje Gradbeništva in okoljskega inženirstva na UL FGG, je 20. novembra 2019 prejel Zoisovo priznanje za pomembne znanstvene dosežke v potresnem inženirstvu.

Prof. Dolšek, vodja raziskovalne skupine Potresno inženirstvo na FGG, je začetnik raziskav na področju verjetnostnega pristopa v potresnem inženirstvu v Sloveniji. S svojimi sodelavci je v razmeroma kratkem času dosegel mednarodno odmevne rezultate in se uveljavil kot eden najbolj prodornih in uspešnih raziskovalcev srednje generacije na področju potresnega inženirstva v svetu. Je eden osrednjih članov mednarodne skupine raziskovalcev, ki dajejo razvoju potresnega inženirstva nove usmeritve, ki temeljijo na verjetnostnem pristopu. Rezultati dela prof. Dolška in njegovih sodelavcev vsebujejo izvirne dosežke, ki so pomemben prispevek k znanosti, so objavljeni v najuglednejših mednarodnih revijah s področja potresnega inženirstva, prinašajo nove ideje in metode, so mednarodno odmevni, kar se dokazuje z visoko citiranostjo, in omogočajo potencialne ekonomske učinke, saj prispevajo k bolj racionalnim odločitvam pri gradnji in utrjevanju gradbenih objektov.

V obdobju zadnjih 7 let, ki so relevantna za podelitev nagrad, segajo raziskave prof. Dolška predvsem na tri področja. Raziskave na področju analize potresnega tveganja obsegajo razvoj praktično uporabnih verjetnostnih metod v potresnem inženirstvu. Nekatere od njih so bile že uporabljene v praksi. Raziskave na področju razvoja metod za projektiranje konstrukcij na ciljno potresno tveganje so posebno inovativne, saj spreminjajo standardno izhodišče v potresnem inženirstvu, ki temelji na projektnem potresu z izbrano povratno dobo. Namesto tega prof. Dolšek s sodelavci izhaja iz ciljnega potresnega tveganja (npr. tolerirana povratna doba porušitve in/ali tolerirana pričakovana letna škoda). S takšnim načinom projektiranja je mogoče pridobiti kvalitetne informacije o potresnem tveganju, kar je osnovni korak pri razvoju strategije odpornosti družbe na ekstremne naravne pojave, kot so močni potresi. Raziskave na področju poenostavljene nelinearne verjetnostne analize konstrukcij pri potresni obtežbi obsegajo predvsem razširitev in uporabo N2-metode ob upoštevanju verjetnostnih vidikov.

Raziskave prof. Dolška se opravljajo v okviru programske skupine Potresno inženirstvo, temeljnih raziskovalnih projektov, ki jih financira ARRS, in evropskih projektov. Raziskave so temeljne, vendar je njihov končni cilj praktična aplikacija rezultatov. O tem priča podatek, da so nekateri njegovi postopki že vključeni v predlog revidirane verzije evropskega in slovenskega standarda za projektiranje potresnoodpornih konstrukcij Evrokod 8.

Prof. Dolšek svoje bogato znanje prenaša na študente in v prakso. Med študenti je nadvse priljubljen mentor. Njegovi diplomanti so dobili vrsto študentskih nagrad. Pri raziskavah pod njegovim vodstvom sodelujejo mladi raziskovalci, od katerih jih je šest že doktoriralo. Nekateri med njimi po doktoratu nadaljujejo raziskave v okviru programske skupine. Prof. Dolšek je sodeloval pri številnih specializiranih visoko zahtevnih projektih v zvezi s potresno odpornostjo gradbenih objektov v praksi. Vodil je več projektov za Jedrsko elektrarno Krško (NEK). Skupaj s sodelavci je na osnovi eksperimentalnih raziskav in študij potresnega tveganja razvil navodila za potresnoodporno projektiranje novega energetsko učinkovitega konstrukcijskega sistema JUBHome. Med številnimi kandidati iz cele Evrope je bil izbran za projektno skupino, ki je pripravljala revidirano verzijo evropskega standarda Evrokod 8. V okviru te skupine je bil izjemno aktiven in je pripravil osnutek teksta za več poglavij standarda. Med temi je še posebno pomemben aneks z naslovom Simplified reliability-based verification format (Poenostavljen postopek verifikacije zanesljivosti), ki podaja osnove za verifikacijo zanesljivosti konstrukcij pri potresni obtežbi. Postopek temelji na raziskovalnih rezultatih prof. Dolška in njegovih sodelavcev.

Podelitev Zoisove nagrade ali priznanja na področju tehnike je precej redek dogodek. Priznanje, podeljeno prof. Dolšku, je velika čast zanj in njegove sodelavce kot tudi za fakulteto, obenem pa spodbuda za predano nadaljnje delo.

akad. prof. dr. Peter Fajfar

UPORABA SISTEMOV ZA TEHTANJE VOZIL MED VOŽNJO ZA DOLOČITEV REALNE KONSTRUKCIJSKE VARNOSTI MOSTOV

USING WEIGH-IN-MOTION SYSTEMS FOR OPTIMAL ASSESSMENT OF BRIDGES

doc. dr. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad.
ales.znidaric@zag.si
dr. Maja Kreslin, univ. dipl. inž. grad.
maja.kreslin@zag.si
Jan Kalin, univ. dipl. inž. grad.
jan.kalin@zag.si
dr. Andrej Anžlin, univ. dipl. inž. grad.
andrej.anzlin@zag.si
Zavod za gradbeništvo Slovenije
Odsek za mostove in inženirske objekte
Oddelek za konstrukcije
Dimičeva 12, 1000 Ljubljana

Znanstveni članek
UDK 005.6:624.21/.8

Povzetek | Optimalno upravljanje mostov, ki vključuje stroške vzdrževanja, potencialna tveganja in vzdrževanje funkcionalnosti, zahteva natančne informacije o stanju konstrukcij. Eden od ključnih kazalnikov obnašanja je konstrukcijska varnost mostu, ki zahteva poglobljeno poznavanje prometnih obremenitev in njegove odpornosti proti obremenitvam. Vrednotenje varnosti je predvsem ključno za stare mostove, ki so poškodovani in se bližajo koncu življenjskega cikla. Varnost takšnih mostov z uporabo tradicionalnih računskih metod pogosto težko dokažemo. Da bi se izognili nepotrebnim ukrepom, kot je ojačitev ali celo zamenjava mostu, je priporočljivo narediti celovito analizo, ki vključuje preiskave materialov in meritve obnašanja mostu pod prometno obtežbo. Prispevek predstavlja tehnologijo tehtanja vozil med vožnjo v prostem prometnem toku na mostovih (angl. bridge weigh-in-motion oz. B-WIM), ki lahko učinkovito izmeri parametre obnašanja mostu, ki so ključni za določitev njihove realne varnosti: osne obremenitve in medosne razdalje vozil ter vplivnice, faktorje porazdelitve obtežbe in dinamični odziv konstrukcije. Poznavanje pravih vrednosti teh parametrov zmanjšuje negotovosti, povezane z obremenitvami in odzivom konstrukcije. Poleg tega lahko zaradi večje zanesljivosti izmerjenih parametrov v analizah zmanjšamo varnostne faktorje. To omogoča bolj optimalno vzdrževanje in uporabo infrastrukture ter racionalnejšo uporabo razpoložljivih finančnih sredstev.

Ključne besede: upravljanje mostov, konstrukcijska varnost, odziv na prometno obtežbo, tehtanja vozil med vožnjo v prostem prometnem toku na mostovih

Summary | Bridge management requires accurate information on the status of the bridge in order to achieve optimal balancing of maintenance costs, potential risks and overall bridge performance. One of the key performance indicators is structural safety of the bridge, which requires in-depth knowledge of traffic loads, as well as of bridge resistance to that load. Assessment is primarily needed for ageing bridges that are deteriorated and close to the end of their life cycle. Safety of such bridges is often difficult to prove when using only the traditional analytical methods. To avoid unnecessary actions, such as strengthening or even replacement of a bridge, it is beneficial to perform material testing and to measure the bridge response under traffic loading. This paper presents the benefits

of bridge weigh-in-motion (B-WIM) technology, which can efficiently measure bridge performance parameters that are vital for optimal bridge safety assessment: axle loads and spacings of all vehicles, as well as influence lines, girder distribution factors and dynamic amplification of the structure. Knowing of the true values of these indicators significantly reduces uncertainties associated with the load effects that are used in safety assessment. In addition, having measured rather than estimated parameters allows reducing the safety factors used in the analyses. This results in more optimal maintenance measures and use of infrastructure, which results in more rational use of available financial resources.

Key words: bridge management, structural safety, response under traffic loading, bridge weigh-in-motion

1 • UVOD

Vrednotenje obstoječih mostnih konstrukcij je povezano s številnimi izzivi. To velja zlasti za starejše konstrukcije, za katere projektna dokumentacija ne obstaja ali je omejena. Ker imajo mostovi na srečo skrite rezerve v nosilnosti, ki jih med projektiranjem ne upoštevamo, so kljub poškodovanosti in neprestanemu povečevanju prometnih obremenitev verjetno še vedno varni. Zato je cilj analize varnosti preveriti, ali ima konstrukcija ustrezno nosilnost za varno ter zanesljivo prenašanje pričakovanih obtežb. Želimo torej najti mostove, katerih verjetnost porušitve zadostuje kriterijem, ki so predpisani v pravilnikih ((BA 16/97, 2001), (EN 1991-2:2004, 2003), (CAN/CSA-S6-00, 2005)) ali jih je določil lastnik/upravitelj mostu. Učinkovita analiza varnosti temelji na postopni uporabi vse bolj podrobnih informacij, vključno z vedno bolj kompleksno analizo in določitvijo materialnih karakteristik in prometne obtežbe.

Medtem ko za določitev nosilnosti kritičnih prerezov obstajajo številne metode, predstavlja določitev realne prometne obtežbe velik izziv. Prometna obtežba je namreč slučajna spremenljivka, ki se spreminja s krajem in časom. Z razvojem tehtanja vozil med vožnjo (ang. WIM, weigh-in-motion) se je ta problem omilil, saj z meritvami v prostem prometnem toku pridobimo zanesljive ključne podatke o tovornih vozilih, kot so njihovi osni pritiski, skupne mase, medosne razdalje in hitrosti. V splošnem poznamo dve vrsti sistemov WIM, cestne in mostne. Obe vrsti skušata na podlagi izmerjenega dinamičnega odziva določiti najboljši približek statičnim osnim pritiskom in celotni masi tovornih vozil. V Sloveniji se v okviru nacionalnih in mednarodnih projektov in s sodelovanjem z industrijo že skoraj 30 let razvija mostna različica sistema B-WIM (ang. bridge weigh-in-motion). Prednost mostne tehnologije je, da je merilno opremo mogoče prestavljati iz lokacije na lokacijo in da poteka celoten proces namestitve sistema ter zajemanja in obdelave podatkov pod mostom. Med namestitvijo in vzdrževanjem senzorjev ne poškodujemo občutljive obrabne plasti voziščne konstrukcije, posledično pa se izognemo cestnim zaporam in prometnim zastojem. Poleg tega lahko mostni sistem WIM sočasno s tehtanjem shranjuje podatke za izračun kazalnikov obnašanja mostov pod prometno obtežbo: deformacije, vplivnice, dinamični odziv in porazdelitev prometne obtežbe po nosilnih elementih. Ustrezna raba teh podatkov je ključna pri vrednotenju varnosti obstoječih mostov.

Prispevek predstavlja tehnologijo tehtanja vozil z metodo B-WIM, s katero učinkovito izmerimo parametre za bolj optimalno vrednotenje mostnih konstrukcij. Možnosti so prikazane na primeru jeklenega testnega mostu.

2 • VREDNOTENJE MOSTNIH KONSTUKCIJ

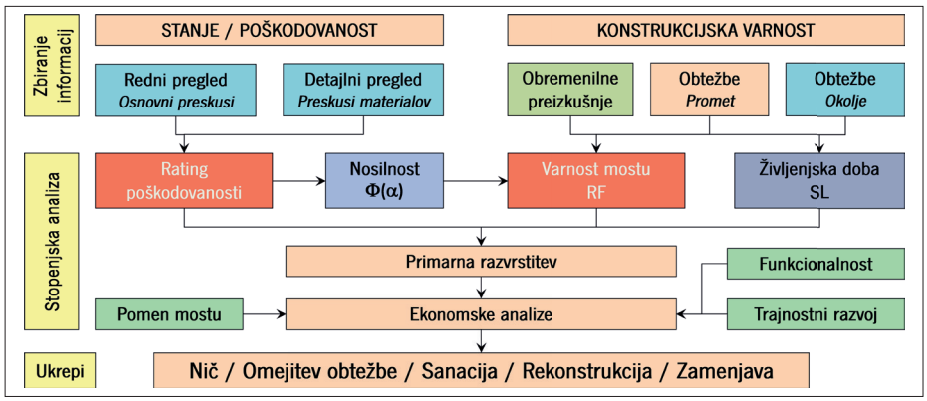
Upravljavec mostov mora razpolagati z metodami, ki omogočajo objektivno primerjavo njihovega stanja kot podlago za izbiro najbolj učinkovitih ukrepov. Pogoj za pravilno izbiro le-teh je učinkovita analiza konstrukcije, ki je sestavljena iz (slika 1):

- zbiranja informacij,
- stopenjske analize, od preproste do vedno bolj kompleksnih, in
- izbire ukrepa.

Najbolj pomembna parametra za izdelavo objektivne ocene mostu, t. i. ključna kazalnika obnašanja (ang. KPI – Key Performance Indicator), sta njegovo stanje oz. poškodovanost ter konstrukcijska varnost. Medtem ko je poškodovanost primarno povezana s trajnostjo konstrukcije in narekuje ukrepe za podaljševanje njegove življenjske dobe, konstrukcijska varnost zagotavlja, da je most, brez ali z omejitvami prometne obtežbe, varen za uporabo.

2.1 Zbiranje podatkov

Mostne konstrukcije je treba pregledovati v rednih intervalih. Preglede glede na njihovo kompleksnost, podobno kot v ostalih evropskih državah (ReGen D3.1, 2015), delimo na:



Slika 1 • **Shematski prikaz analize mostne konstrukcije.**

- rutinske preglede, ki jih izvaja vzdrževalec in so namenjeni odkrivanju napak, ki vplivajo na varnost uporabnikov,
- vizualne redne preglede, ki se izvajajo v dve- ali triletnih intervalih,
- glavne preglede, ki so še vedno pretežno vizualni, vendar je treba pregledati tudi najbolj skrite dele objekta; pri nas se izvajajo vsako šesto leto, in
- detajlne preglede, ki se predpišejo po potrebi in vključujejo odvzeme vzorcev materialov, preiskave, ki so potrebne za ugotovitev določenih mehanizmov propadanja, kot so meritve potencialov ali globine karbonatizacije, dolgotrajno spremljanje določenih pojavov, kot so deformacije objekta, ipd.

Poleg ocene okoljskih vplivov, kot so poplave, potresi, podori in drugi izredni dogodki, v primeru računa varnost mostov izmerimo tudi:

- prometne obremenitve (osne pritiske in medosne razdalje vozil ter medsebojne oddaljenosti vozil), ki se od ceste do ceste bistveno razlikujejo in so po pravilu bistveno nižje od projektnih vrednosti,
- dinamično obnašanje mostu, ki je odvisno od interakcije vozil s konstrukcijo ter zlasti od stanja (ravnosti) cestišča pred mostom in na njem.

Pravilno opravljen pregled mostu in analiza poškodovanosti sta ključna parametra za določitev realne nosilnosti in varnosti mostne konstrukcije.

2.2 Stopenjske analize mostnih konstrukcij

Bistvena karakteristika vseh sodobnih metod za analizo konstrukcij je njihova postopnost. Smiselno je začeti s preprostimi in konservativnimi, vendar cenovno ugodnimi načini analize.

Na področju ocene stanja poškodovanosti objekta je na primer mogoče zgolj kvalitativno oceniti stanje ključnih nosilnih elementov konstrukcije. V Sloveniji po drugi strani že 30 let uporabljamo metodo računa ratinga poškodovanosti, s pomočjo katere vse poškodbe na objektu ovrednotimo. Ta metoda zahteva sistematičen pregled mostu, vendar so rezultati ocene stanja neprimerno bolj konkretni in uporabni.

Podoben pristop uporabimo pri računu konstrukcijske varnosti mostne konstrukcije, ki se po načinu uporabe razlikuje od dimenzioniranja novih konstrukcij. Analiza mora čim bolj natančno oceniti sposobnost mostu, da bo v trenutnem stanju in v predvideni življenjski dobi prenesel vse obremenitve z zanemarljivo majhnim tveganjem porušitve. Tipično upoštevamo življenjsko dobo od nekaj let, na primer do predvidene sanacije ali rekonstrukcije, do 20 ali 25 let, ko se uporabljene predpostavke o poslabševanju stanja in povečevanju prometnih obremenitev še ne bodo bistveno spremenile.

V Evropi se z vidika kompleksnosti uveljavlja tako imenovani 5-nivojski model, kjer se analiza na 1. nivoju ne razlikuje bistveno od dimenzioniranja nove konstrukcije. V nadaljevanju postopoma uporabimo bolj natančne in manj konservativne računske modele in podatke meritev na konkretnem objektu. Na najvišjem nivoju uporabimo popolni verjetnostni pristop, ki pa je pogosto vprašljiv zaradi pomanjkanja podatkov, ki bi statistično opredelili v analizi uporabljene parametre. Bistvo 5-nivojske analize je, da analizo na višjem nivoju izvedemo le v primeru, ko z analizo na nižjem nivoju zadostne varnosti ne moremo dokazati.

Ne glede na izbrani nivo analize je treba vedno izvesti skrbni pregled objekta, s posebnim poudarkom na detajlih, ki bi lahko sčasoma vplivali na nosilnost kritičnega prereza oziroma na obnašanje objekta, in z namenom kar se da natančno izračunati stalne obtežbe konstrukcije.

Projekt SAMARIS (SAMARIS, 2006) se je posvetil predvsem dvema faktorjema, ki bistveno povečata učinkovitost analize obstoječih mostov, obremenilnim preizkušnjam za določitev obnašanja mostov in meritvam prometne obtežbe, tako njene statične kot dinamične komponente.

2.3 Razlike med dimenzioniranjem novih in analizo varnosti obstoječih konstrukcij

Nove konstrukcije morajo biti dimenzionirane konservativno, ker v času gradnje ni mogoče predvideti vseh dogodkov med življenjsko dobo objekta, predvsem povečevanja obtežb in detajlov propadanja konstrukcije. Poleg tega je veliko ceneje in hitreje zagotoviti dodatno nosilnost med gradnjo kot v okviru sanacijskih ukrepov, zato je dodatna začetna rezerva v nosilnosti in posledično varnosti dobrodošla in upravičena.

Po definiciji zagotovimo varnost konstrukcije s tem, da je nosilnost R večja od vplivov S, torej:

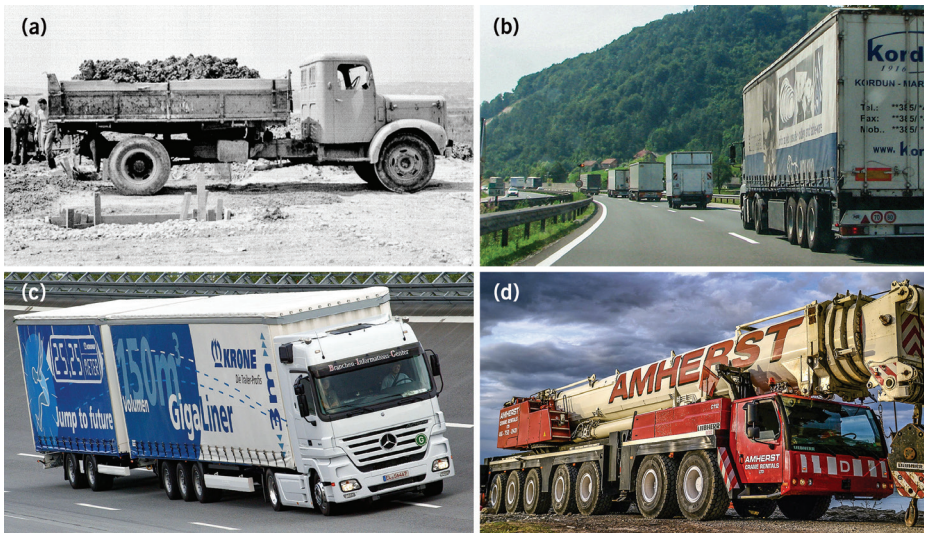
$$\frac{R}{\gamma_R} \geq \sum S \cdot \gamma_S \,, \qquad (1)$$

pri tem sta γ_R in γ_S delna varnostna faktorja za nosilnost in vplivov obtežbe.

Analizo varnosti obstoječega mostu izvedemo na bistveno manj konservativen način kot pri novih mostovih, ker upoštevamo dejansko stanje oz. nosilnosti prerezov ter realne, po možnosti izmerjene vplive. Pogosto uporabimo omejeno trajanje analize, na primer zgolj do naslednjega glavnega pregleda ali do predvidene sanacije. Zato so uporabljeni varnostni faktorji lahko nižji kot pri novih konstrukcijah. V okviru optimizirane analize varnosti mostov je torej treba predvsem:

- dobro definirati *nosilnost* kritičnih prerezov in porušnih mehanizmov in
- realistično ovrednotiti *obtežbe*.

Stalno obtežbo določimo na podlagi podatkov iz projektov, če obstajajo, in po pravilu iz izmer, opravljenih na mostu. Za prometno obtežbo namesto obtežnih shem iz pravilnikov za nove mostove uporabimo sheme, ki so bile razvite na podlagi meritev prometa v določeni



Slika 2 • **Primeri različnih tovornih vozil: a) dveosno vozilo iz okoli leta 1970 b) današnji promet na slovenskih cestah c) 60-tonsko in 25 m dolgo vozilo d) avtodvigalo.**

državi ali celo na konkretnem cestnem odseku, na katerem je objekt.

Strižno nosilnost kritičnih prerezov največkrat določimo z empiričnimi enačbami, upogibno nosilnost pa z analizo prereza. Pri tem si za določitev lokacije armature največkrat pomagamo z neporušnimi metodami (georadar, skeniranje armature), ki jih kombiniramo in lokalno verificiramo z destruktivnimi metodami. Bolj zanesljive metode uporabimo, manj je treba reducirati izračunano nosilnost prerezov.

Pri projektiranju novih mostov kot prometno obtežbo upoštevamo obtežne sheme iz pravilnikov, ki upoštevajo tudi najmanj verjetne dogodke med življenjsko dobo objekta. Realno stanje je v večini primerov bistveno drugačno in se zelo razlikuje od posamezne države in kategorije ceste. Na sliki 2a je tipično dveosno vozilo skupne teže okoli 15 ton iz časa povprečne starosti mostov na slovenskih državnih cestah, to je dobrih 50 let. Slika 2b prikazuje današnji promet na slovenskih cestah, slika 2c pa 60-tonsko in 25 m dolgo vozilo. Taka vozila že vozijo po nekaterih evropskih cestah in so primarno namenjena transportu na velike razdalje. V podobno kategorijo sodijo prihajajoči elektronsko vodeni konvoji, t. i. *truck platoons*, v katerih bodo vozila med seboj oddaljena le nekaj metrov. Za mostove pa so zaradi težkih osi na majhni medsebojni razdalji najbolj neugodna avtodvigala (slika 2d), ki v primerjavi z drugimi vozili podobne mase povzročajo nesorazmerno velike vplive.

Če torej poznamo realno stanje mostu in prometne obremenitve, lahko analizo varnosti izvedemo na bistveno manj konservativen način, kot je bil upoštevan pri projektiranju. Če za analizo obstoječih, zlasti starejših konstrukcij uporabimo pravilnike za dimenzioniranje, bodo rezultat analize zelo verjetno nepotrebne omejitve prometne obtežbe na mostu ali nepotrebno dragi sanacijski ukrepi.

2.4 Izbira ukrepa

Po analizi poškodovanosti, varnosti in po možnosti preostale življenjske dobe konstrukcije pred izbiro ukrepa izvedemo še ekonomsko analizo, ki mora poleg ocene stroškov predvidenih ukrepov upoštevati tudi oceno posrednih stroškov, povezanih z uporabniki infrastrukture, in preostalih stroškov med življenjsko dobo. Upoštevamo vsaj pomen mostu v cestni mreži (na mrežnem nivoju) in faktorje trajnostnega razvoja, to je vpliv predvidenih ukrepov na ljudi in okolje. Šele v naslednji fazi objekte razvrstimo glede na predlagani ukrep:

- Pusti pri miru (Do nothing)
- Spremljaj propadanje (Monitoring)
- Izvedi popravilo (Treatment)
- Izvedi ojačitev (Strengthening)
- Zamenjaj konstrukcijo ali njen element (Replacement)

3 • MOSTNI SISTEM WIM IN ANALIZA VARNOSTI MOSTOV

Mostni sistemi za tehtanje vozil med vožnjo oz. sistemi B-WIM so bili predstavljeni pred 40 leti (Moses, 1979), vendar so bili kljub številnim prednostim v tistem obdobju uspešni samo v Avstraliji, kjer so razvili enostavnejšo različico, ki se uporablja na kratkih prepustih (Peters, 1986). Tehnologijo B-WIM smo pričeli v Slovenji intenzivno razvijali v devetdesetih letih prejšnjega stoletja v okviru dveh evropskih raziskovalnih projektov ((COST 323, 2002), (WAVE, 2001)), katerih rezultati so privedli do sodelovanja z industrijo in do komercialne različice sistema, imenovanega SiWIM® ((Žnidarič, 2010), (Žnidarič), 2017)).

Mostni sistem WIM je zlasti primeren za:

- kratkotrajne meritve, ki trajajo do nekaj tednov, saj ga lahko enostavno prestavimo z mostu na most,
- meritve na lokacijah, kjer rezanje utorov v obrabno plast za cestne senzorje ni dovoljeno ali zaželeno,
- analize mostov, saj sočasno s tehtanjem meri podatke za izračun kazalnikov obnašanja mostov: deformacije, vplivnice, koeficiente sunka in porazdelitev prometne obtežbe po nosilnih elementih.

V okviru projektov SAMARIS (SAMARIS, 2006) in ARCHES (ARCHES, 2009) smo poleg modeliranja prometne obtežbe predlagali uporabo rezultatov meritev s sistemom B-WIM za izboljšanje računa varnosti obstoječih mostov. Postopek smo imenovali *mehka* obremenilna preizkušnja (ang. *Soft Load testing* ali *SLT*). Z njo primarno izračunamo tri ključne kazalnike obnašanja, s katerimi umerimo računske modele konstrukcije: vplivnice mostu, porazdelitev obtežbe po elementih in koeficient sunka (ang. *Dynamic Amplification Factor* ali *DAF*).

3.1 Modeliranje prometne obtežbe za mostove

Če poznamo osne pritiske in medosne razdalje vozil, vplivnice notranjih sil in deleže porazdelitve obtežbe po mostu, lahko izračunamo notranje statične veličine v kritičnih nosilnih elementih. V analizi konstrukcij te rezultate pretvorimo v največje pričakovane notranje sile. Najpogosteje izmerjene rezultate ekstrapoliramo s pomočjo normalne porazdelitve ali porazdelitev ekstremnih vrednosti, največkrat Gumbelove, včasih tudi Weibullove (Žnidarič, 2017). Druga možnost je, da največje pričakovane notranje sile napovemo s pomočjo zelo natančnih simulacij (Enright, 2013).

V Sloveniji pretežno uporabljamo alternativni način ekstrapolacije, ki temelji na računsko bistveno manj zahtevni statistični metodi konvolucije. Ta predvideva, da je največji vpliv prometne obremenitve na mostu posledica enega težkega vozila v vsakem od dveh prometnih pasov ((Moses, 1987), (Žnidarič, 2010), (Mandić, 2017), (Žnidarič, 2017)). To omejuje njeno uporabo na mostove z vplivnicami, krajšimi od približno 40 metrov, kar pa še vedno zajema krepko čez 90 % vseh mostov (Žnidarič, 2011).

3.2 Mehka obremenilna preizkušnja

Cilj *mehke obremenilne preizkušnje* ali *SLT* je na bolj enostaven način pridobiti podatke, ki jih sicer zajamemo s pomočjo tradicionalne diagnostične obtežne preizkušnje. Primarni cilj je izmeriti obnašanje konstrukcije pod prometno obtežbo z namenom optimizacije analitičnega modela mostu. Uporaba sistema B-WIM pomeni, da v nasprotju z drugimi načini obtežne preizkušnje najeta težka tovorna vozila nadomestimo z rednim prometom in da med meritvami mostu ni treba zapreti.

Z metodo SLT prvenstveno merimo dejanske vplivnice mostu, ki se po pravilu močno razlikujejo od teoretičnih. Najpogostejši razlogi so preprečeni zasuki podpor in nezadostno poznavanje detajlov konstrukcije. Nadaljnje izboljšave analitičnega modela dosežemo z merjenjem faktorjev porazdelitve obtežbe (ang. *Girder Distribution Factor* ali *GDF*), kjer statistično ovrednotimo deleže obtežbe, ki jih prevzemajo posamezni konstrukcijski elementi, ter merjenjem koeficienta sunka (ang. *Dynamic Amplification Factor* ali *DAF*).

Ob očitnih prednostih je projekt SAMARIS opredelil tudi nekaj omejitev:

- SLT ni namenjena računu mejnih stanj, temveč kontrolam na nivoju mejnega stanja uporabnosti; zato je najbolj primer-

na za kontrolo varnosti zaradi trenutnega prometa,
- zaradi težko predvidljivih sprememb je treba veljavnost analize omejiti, tipično na 20 do 25 let,
- rezultate analiz naj interpretirajo samo eksperti, ki znajo predvideti obnašanje mostu tudi pri večji obtežbi in pod potencialno spreminjajočimi se pogoji,
- če obstaja realna verjetnost, da bo prometna obtežba presegla izmerjeno za več kot 50 %, je priporočljivo meritve podaljšati ali opraviti klasično diagnostično obtežno preizkušnjo.

3.3 Dinamično obnašanje mostov pod prometno obtežbo

Glavni razlog za dinamična vzbujanja mostu zaradi prometa so udarne jame, posedki in druge neravnine vozne površine. Amplituda nihanja mostu je odvisna od vrste, hitrosti, mase in vzmetenja vozila ter se precej razlikuje od enega do drugega (Cebon, 1999). Relativno dobro oceno realnih dinamičnih odzivov lahko izračunamo z naprednim modeliranjem, ki upošteva interakcijo mostu in vozila ((Kirkegaard, 1997), (Caprani, 2013)), vendar je postopek zamuden, rezultate pa je težko kalibrirati. Zato je bil pri projektih SAMARIS in ARCHES razvit in pozneje v sistemu SiWIM® implementiran postopek za merjenje koeficienta sunka k_d oz. faktorja dinamičnega ojačenja (ang. *Dynamic Amplification Factor*) DAF. Uporabimo klasično definicijo ((Caprani, 2013), (Žnidarič, 2017)):

$$DAF = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_S}\ , \qquad (2)$$

kjer je ε_T maksimalni izmerjeni vpliv deformacij zaradi obtežnega dogodka in je praviloma večji od računskega statičnega vpliva ε_S. Slednjega ocenimo s filtriranjem signala obtežnega dogodka z nizkopasovnim filtrom. Središčno frekvenco in širino filtra izračunamo z analizo velikega števila odzivov mostu zaradi naključnih vozil (Kalin, 2015). Razmerje med vrednostma daje oceno za DAF in ga izračunamo za vse obtežne dogodke.

Rezultati potrjujejo, da so teoretične vrednosti DAF iz pravilnikov pretirano konservativne, saj je dinamično vzbujanje mostu obratno sorazmerno skupni masi oziroma vsoti vseh osnih pritiskov na mostu zaradi enega ali več vozil. Primer je podan v nadaljevanju. Če meritev WIM na mostu ne izvedemo, projekt ARCHES priporoča uporabo vrednosti okoli 1,15 za razpetine, daljše od 15 m za dvosmerni promet, in vrednost 1,30, če poteka promet samo po enem pasu. To je več, kot bi pokazale meritve, vendar manj od zahtev v večini pravilnikov za dimenzioniranje mostov.

4 • PRIMER

Namen meritev, opravljenih na testnem mostu, je bil zagotoviti informacije, da bo upravitelj mostu lahko:
- optimiziral računski model mostu in dobil bolj realno oceno njegove konstrukcijske varnosti,
- zmanjšal ali celo opustil omejitev prometne obtežbe, ki je trenutno v veljavi,
- olajšal načrtovanje in spremljanje izjemnih težkih prevozov.

Izbrani tipični podvoz je sestavljen iz šestih prostoležečih jeklenih nosilcev in sovprežnega armiranega betonskega krova (slika 3). Dolg je 27 in širok 8,5 m, ima dva prometna pasova in odstavni pas ter jekleno palično zavetrovanje na sredini in v četrtinah razpetin. Ker je v relativno dobrem stanju, ni idealen primer za dokazovanje koristi mehke obremenilne preizkušnje. Te bi bile bolj očitne na starejših mostovih, ki nimajo ustreznih dilatacij in ležišč, zaradi česar se obnašanje lahko znatno razlikuje od predvidenega v projektu.

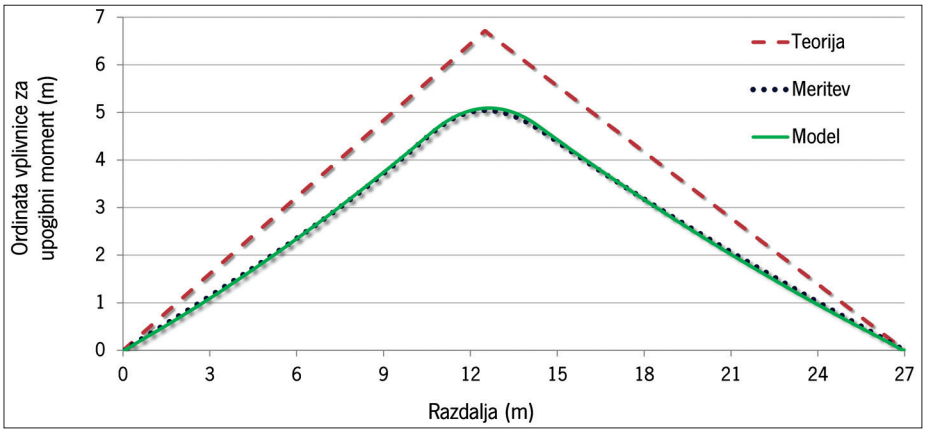
Slika 3 • **Pogled na testni most s strani (levo) in od spodaj (desno).**

Slika 4 • **Jeklena členkasta ležišča (levo) in uničena vozna površina pred dostopom na most (desno).**

Deformacije mostu med prevozi vozil smo merili s šestimi senzorji na spodnjih pasnicah vsakega nosilca (Žnidarič, 2017), ki so zagotovili informacije tako za račun osnih pritiskov kot za tri kazalnike obnašanja: vplivnice, faktorje porazdelitve obtežbe in koeficient sunka. Vozna površina na obeh straneh mostu je bila v izrazito slabem stanju z velikimi neravninami in izpadlimi zrni asfalta (slika 4, desno).

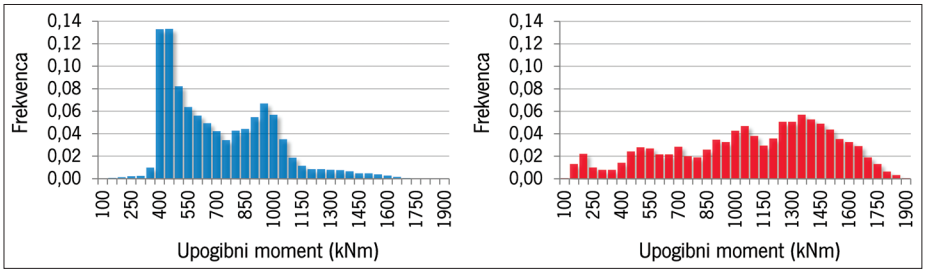
4.1 Eksperimentalne vplivnice

Vplivnica opisuje spremembo notranje sile (momenta ali prečne sile) na določeni točki konstrukcije zaradi pomične enotne sile. Kot taka je ena od ključnih komponent algoritmov B-WIM ((Moses, 1979), (ARCHES D08, 2009), (Žnidarič, 2015)). Za učinkovito tehtanje s sistemi B-WIM in optimalno analizo varnosti mostov potrebujemo vplivnice, ki temeljijo na meritvah (SAMARIS D30, 2006). Slika 5 kaže teoretično, izmerjeno in v računskem modelu izračunano vplivnico za upogibni moment obravnavanega mostu. V sistem SiWIM® je vgrajen algoritem, ki izračuna vplivnico za vsako vozilo, ki pelje čez most (Žnidarič, 2017). Posamezne vplivnice povprečimo v t. i. 'izmerjeno' vplivnico. T. i. 'modelno' vplivnico izračunamo s pomočjo računskega modela, ki mu na podporah spreminjamo togost zasučnih vzmeti, dokler ne najdemo najboljšega ujemanja z izmerjeno vplivnico.



Slika 5 • **Primerjava teoretične, izmerjene in kalibrirane vplivnice iz računskega modela za upogibni moment na testnem mostu.**

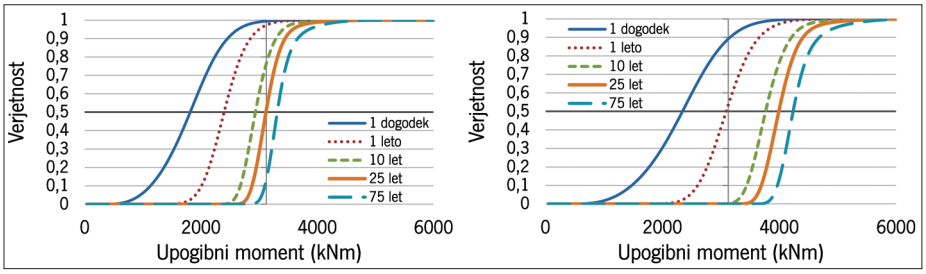
Slika 6 kaže, da se tudi idealni prostoležeči most z jeklenimi členkastimi podporami na obeh straneh nosilcev ne obnaša povsem v skladu s teorijo in da so posledično tudi upogibni momenti manjši. Razlike na starejših mostovih, ki so pogosto brez ležišč in dilatacij in se ne obnašajo po predvidevanjih, lahko presežejo več deset odstotkov. Na obravnavanem mostu se najvišja ordinata vplivnice upogibnih momentov zmanjša za približno 25 %, ustrezno so za podoben odstotek manjši računski upogibni momenti. Ko računski model umerimo, enostavno izračunamo vplivnice za poljubno notranjo silo in za vse zanimive lokacije na konstrukciji.



Slika 6 • **Porazdelitev izmerjenih upogibnih momentov na testnem mostu – vozni (levo) in prehitevalni pas (desno).**

4.2 Modeliranje prometne obtežbe

Prometno obtežbo smo določili z metodo konvolucije (Žnidarič, 2017). Slika 6 prikazuje histograma upogibnih momentov za vozni in prehitevalni pas, ki sta bila izračunana iz izmerjenih osnih obremenitev in medosnih razdalj ter *modelnih* vplivnic (slika 5). Podobna histograma izračunamo za strižne sile. Z metodo konvolucije izračunani ekstrapolirani upogibni momenti so prikazani na sliki 7, z uporabo modelne (levo) in prostoležeče teoretične vplivnice (desno). Detajlni postopek računa z metodo konvolucije je podan v (Žnidarič, 2017).



Slika 7 • **Pričakovani upogibni momenti, izračunani iz modelne (levo) in teoretične vplivnice (desno).**

Preglednica 1 podaja računske vrednosti rezultatov s slike 7. Z uporabo *modelnih* vplivnic iz umerjenega računskega modela so se upogibni momenti v primerjavi z vrednostmi, ki smo jih dobili z uporabo teoretičnih vplivnic, zmanjšali za 23 do 24 %. Razlika je sicer manjša, kot jo dosegamo na starejših mostovih, še vedno pa lahko predstavlja razmejitev med povsem primerno in nezadostno računsko varnostjo mostu. Strižne sile so se z upošte-

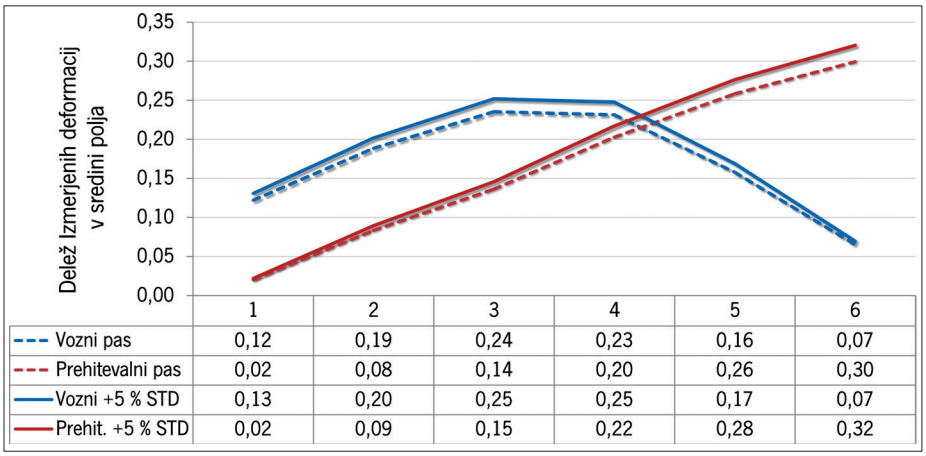
	1 dogodek	1 leto	10 let	25 let	75 let
Vplivnica iz umerjenega rač. modela	1820,7	2397,9	2920,3	3094,8	3285,3
Teoretične prostoležeča vplivnica	2385,2	3141,0	3797,5	4015,4	4256,0
Delež prostoležečega momenta	76,3 %	76,3 %	76,9 %	77,1 %	77,2 %

Preglednica 1 • **Primerjava upogibnih momentov, izračunanih z modelno in teoretično vplivnico (v kNm).**

vanjem delnega vpetja podpor povečale za zanemarljivi 1 %.

4.3 Izmerjeni raznos obtežbe po nosilcih

Shranjene maksimalne izmerjene deformacije mostu med vožnjo vseh vozil na vseh merskih mestih koristno uporabimo za določitev statistično ovrednotenih faktorjev porazdelitve upogibnih momentov in strižnih sil. Tipično izračunamo srednje vrednosti in standardne odklone deformacij iz nekaj sto izmerjenih odzivov mostu zaradi težkih vozil. Deleže srednjih vrednosti, povečane za standardne odklone, upoštevamo kot faktorje porazdelitve obtežbe (GDF), s katerimi upoštevamo delež celotnega momenta ali prečne sile, ki ga prevzame posamezni nosilni element. Rezultati na sliki 8 prikazujejo deleže izmerjenih deformacij v sredini razpetine testnega mostu po posameznih nosilcih in glede na prometni pas.

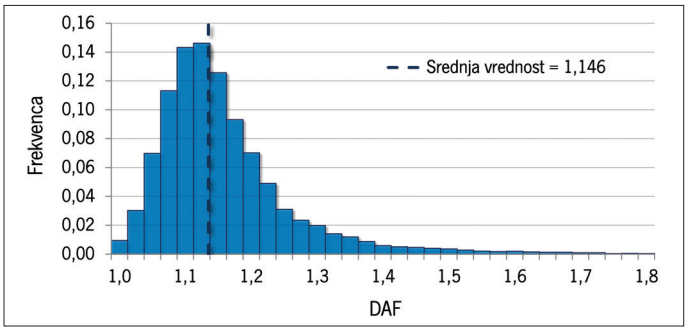


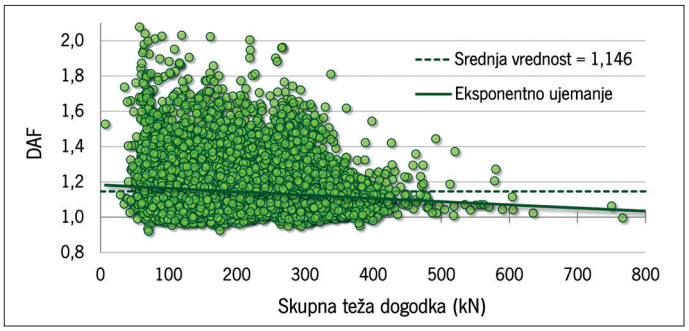
	1	2	3	4	5	6
Vozni pas	0,12	0,19	0,24	0,23	0,16	0,07
Prehitevalni pas	0,02	0,08	0,14	0,20	0,26	0,30
Vozni +5 % STD	0,13	0,20	0,25	0,25	0,17	0,07
Prehit. +5 % STD	0,02	0,09	0,15	0,22	0,28	0,32

Slika 8 • **Srednje vrednosti s standardnimi odkloni razporeditve prometne obtežbe po nosilcih od 1 do 6 za vozni in prehitevalni pas.**

4.4 Koeficient sunka

Vrednosti koeficienta sunka (*DAF* oz. k_d) izračunamo iz merjenih odzivov mostu zaradi vozil, ki prečkajo most. Rezultati meritev na testnem mostu so v skladu s pričakovanji in izkušnjami sledili Gumbelovi porazdelitvi (slika 9, levo). Če *DAF* prikažemo kot funkcijo maksimalne deformacije ali kot skupne teže vozil v posameznem obtežnem dogodku zaradi posameznega ali več sočasnih vozil na mostu, se vrednosti *DAF* po pričakovanjih zmanjšujejo, če maksimalna deformacija oz. skupna teža dogodka narašča (slika 9, desno). Treba je opozoriti, da je bil testni most neobičajno živahen, z osnovno lastno frekvenco pri 3,1 Hz, ki je blizu frekvence nihanja težkih vozil (Cebon, 1999), zato so vrednosti *DAF* visoke vse do 400 kN. Posledično znaša povprečna vrednost *DAF* 1,146 v primerjavi s približno 1,05 na tipičnih mostovih (Kalin, 2015). Kljub temu vrednosti *DAF* zaradi najtežjih dogodkov z veliko osmi, kot pri ostalih mostovih, izrazito padejo. Koeficient sunka vsekakor sodi med ključne kazalnike obnašanja konstrukcije, s katerim, če ga ocenimo na osnovi predstavljene metodologije, dokažemo rezerve v obnašanju in posledično optimiziramo rezultate analize varnosti mostu.





Slika 9 • **Porazdelitev izmerjenih vrednosti DAF na testnem mostu (levo) in iste vrednosti v odvisnosti od skupne teže vozil na mostu (desno).**

5 • ZAKLJUČEK

Zagotavljanje varnosti obstoječih mostov predstavlja enega ključnih dejavnikov pri upravljanju cestnega premoženja. S staranjem objektov in povečevanjem prometa postaja ta veja upravljanja vse večji izziv. Standardi za projektiranje z leti postajajo vse strožji, zato veliko obstoječih objektov, ki so bili zgrajeni po prejšnjih predpisih, pogojem za zagotavljanje varnosti po teh pravilnikih ne more zadostiti. Da se izognemo najbolj neizprosnim ukrepom, kot so rekonstrukcije in zamenjave mostov, ter s tem povezanimi neposrednimi in posrednimi stroški, v prvi fazi čim bolj realno ocenimo dejansko stanje objektov. V nadaljevanju učinkovitost analize in predlaganih ukrepov postopoma izboljšujemo z vključevanjem rezultatov meritev materialnih karakteristik in meritev z mostnimi sistemi za tehtanje vozil med vožnjo. Poleg zbiranja podatkov o osnih obtežbah vseh vozil, kar zagotavljajo vsi sistemi WIM, s sistemom B-WIM sočasno izvedemo mehko obtežno preizkušnjo, s katero izmerimo obnašanje konstrukcije pod prometno obtežbo. Rezultat so izmerjeni, ne predpostavljeni ključni kazalniki obnašanja – vplivnice mostu, porazdelitev obtežbe po elementih in koeficient sunka, s pomočjo katerih umerimo računske modele konstrukcije. S statistično obdelavo notranjih sil, izračunanih iz izmerjenih osnih pritiskov in vplivnic, izračunamo pričakovane realne prometne obremenitve za izbrano obdobje. Ker parametre izmerimo, zmanjšamo nezanesljivosti in posledično v analizah uporabimo nižje varnostne faktorje. Posledično izračunamo višje faktorje varnosti, kar za veliko starih in poškodovanih mostov pomeni, da zadoščajo ukrepi za preprečitev nadaljnjega propadanja, ni pa treba predvideti ojačitev za povečanje nosilnosti ali celo zamenjave mostu. Prav tako po opisanem postopku preverimo in optimiziramo omejitve prometne obtežbe, ki negativno vplivajo na učinkovitost transporta.

6 • LITERATURA

ARCHES D08, Recommendations on bridge traffic load monitoring, Bruselj: EK, 2009.

ARCHES D10, Recommendations on dynamic amplification allowance, Bruselj: EK, 2009.

BA 16/97, The Assessment of Highway Bridges and Structures, London: British Standards Institution, 2001.

CAN/CSA-S6-00, Design of Highway Bridges, Supplement NO.1-1990, Existing Bridge Evaluation, Toronto: Canadian Standard Association, 2005.

Caprani, C., Lifetime Highway Bridge Traffic Load Effect from a Combination of Traffic States Allowing for Dynamic Amplification. Journal of Bridge Engineering, 18(9), pp. 901-909, 2013.

Cebon, D., Handbook of Vehicle-Road Interaction, Taylor & Francis, Abington, 1999.

COST 323, Weigh-in-Motion of Road Vehicles: Final Report of the COST 323 Action, Jacob, B., OBrien, E.J., Jehaes, S. (Eds.), Paris: LCPC, 2002.

EN 1991-2:2004, Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, Brussels: CEN, 2003.

Enright, B., OBrien, E. J., Monte Carlo simulation of extreme traffic loading on short and medium span bridges, Structure and Infrastructure Engineering, 9(12), p. 1267–1282, 2013.

Kalin, J., Žnidarič, A., Kreslin, M., Using weigh-in-motion data to determine bridge dynamic amplification factor, Dübendorf (Zürich), MATEC Web of Conferences, pp. http://www.matec-conferences.org/articles/matecconf/abs/2015/05/contents/contents.html, 2015.

Kirkegaard, P., Neilsen, S., Enevoldsen, I., Heavy vehicles on minor highway bridges - calculation of dynamic impact factors from selected crossing scenarios, ISSN 1395-7953 R9722 ured. s.l.: Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, 1997.

Mandić, A. I., Skokandić, D., Žnidarič, A., Kreslin, M., Bridge performance indicators based on traffic load monitoring, Structure and Infrastructure Engineering , p. 13, 2017.

Moses, F., Weigh-In-Motion system using instrumented bridges, ASCE Transportation Engineering Journal, pp. 105: 233-249, 1979.

Moses, F., Verma, P., Load Capacity Evaluation of Existing Bridges, Washington: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) - Report No. 301, 1987.

Peters, R. J., CULWAY - An unmanned and undetectable highway speed weighing system, Melbourne, Proceedings of the 13th ARRB conference, pp. 70-83, 1986.

ReGen D3.1, Guidelines on collecting WIM data and forecasting of traffic load effects on bridges, Dublin: NRA Ireland, 2015.

SAMARIS D30, Guidance for the optimal assessment of highway structures, http://www.fehrl.org/?m=32&id_directory=355 ed. Ljubljana: ZAG, 2006.

WAVE, Bridge WIM - Report of Work Package 1.2. Ljubljana: UCD Dublin & ZAG Ljubljana, 2001.

Žnidarič, A., Lavrič, I., Applications of B-WIM technology to bridge assessment. Philadelphia, USA, Proceedings of IABMAS 2010 conference, 2010.

Žnidarič, A., Lavrič, I., Kalin, J., Latest practical developments in the Bridge WIM technology, Philadelphia, USA, Proceedings of IABMAS 2010 conference, pp. 993-1000, 2010.

Žnidarič, A., Pakrashi, V., O'Brien, E. J., O'Connor, A., A review of road structure data in six European countries, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Urban design and planning, 164(4), pp. 225-232, 2011.

Žnidarič, A., Herga, L., Pirman, B., Willenpart, T., Hevka, P., Močnik, C., Ružič, D., Management of bridges in Slovenia, National Report, Seoul: PIARC - World Road Congress, 2015.

Žnidarič, A., Vpliv števila in kvalitete podatkov tehtanja vozil med vožnjo na določitev obremenitev mostov, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, 2017.

Žnidarič, A., Kalin, J., Kreslin, M., Improved accuracy and robustness of bridge weigh-in-motion systems, Structure and Infrastructure Engineering, p. 13, 2017.

ARMIRANOBETONSKI T-PREREZI: MODELIRANJE IN ANALIZA

REINFORCED CONCRETE T-SECTIONS: MODELLING AND ANALYSIS

asist. Ana Brunčič, mag. inž. grad., univ. dipl. nov.
ana.bruncic1@um.si
doc. dr. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.
miso.kuhta@um.si
Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo, prometno inženirstvo in arhitekturo
Smetanova ulica 17, 2000 Maribor

Znanstveni članek
UDK 004.414.23:624.012.45

Povzetek | V prispevku je prikazan pregled možnih načinov modeliranja armiranobetonskega T-prereza, ki najpogosteje nastane kot kombinacija plošče in nosilca. Navedene so prednosti in slabosti posameznega modela, prikazana je izpeljava višine ekvivalentnega pravokotnega prereza in izvedena primerjava analize nekaterih najpogosteje uporabljanih modelov za analizo konstrukcij na preprostem prostoležečem nosilcu. Za analizo sta uporabljena programa Sofistik in Tower. Podane so ocena rezultatov analize in ugotovitve glede primernosti posameznega modela v izbranih programih.

Ključne besede: modeliranje, T-prerez, ekvivalentni pravokotni prerez, upogibna togost, MKE, analiza, Sofistik, Tower, armirani beton

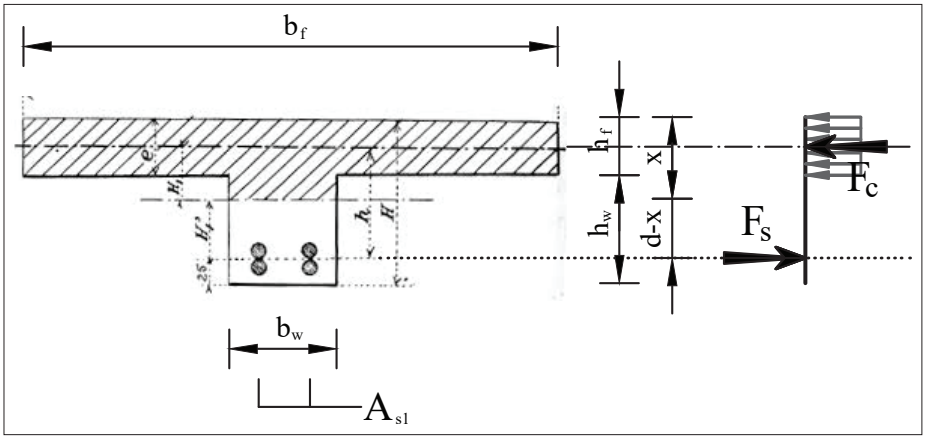
Summary | The paper provides an overview of possible models of reinforced concrete T-shaped sections, which most commonly result from the combination of slab and beam. The advantages and disadvantages of each model are shown, the derivation of the height of the equivalent rectangular cross section and a comparison of the analysis of some of the most commonly used models for the analysis of structures on a simple beam are made. The analysis is made with computer programs Sofistik and Tower. The evaluation of results of the analysis and the findings regarding the suitability of each model in the selected programs are given.

Key words: modelling, T-section, equivalent rectangular section, bending stiffness, FEM, analysis, Sofistik, Tower, reinforced concrete

1 • UVOD

Ojačitve plošče v obliki nosilcev so značilnost betonskih konstrukcij – armiranih in prednapetih. Plošča oz. del nje predstavlja pasnico, ojačilni nosilec pa stojino tako nastalega T-prereza. Ideja tako oblikovanega prečnega prereza je, da beton v pasnici prevzema in prenaša tlačne napetosti, armatura, umeščena v stojino (nosilec), pa natezne. Ker beton v tem delu služi predvsem za zaščito pred korozijo vgrajene natezne armature in povezavo s pasnico, je smotrna širina stojine čim manjša. Ideja o tako ekonomični obliki prečnega prereza je stara prav toliko kot samo armiranje betona, prvi, ki jo je patentiral že leta 1892, pa je bil Francoz *François Hennebique*, t. i. Napoleon armiranega betona (slika 1) (Kurrer, 2018). Hipoteze, na katerih je temeljil njegov patent dimenzioniranja AB-konstrukcij, so skoraj enake kot danes, z izjemo ene, in sicer je za določitev momentnega ravnotežja v T-prerezu bodisi sam vnaprej določil položaj nevtralne osi bodisi je predvidel ploščino natezne upogibne armature. Ne glede na položaj nevtralne osi je pri določanju tlačne odpornosti prečnega prereza vedno upošteval celotno pasnico: če je nevtralna os potekala v stojini, je bila za delež betona, sodelujočega pri tlačni odpornosti prečnega prereza, izbrana pasnica T-prereza, povsem enako pa je bilo tudi, če je nevtralna os potekala (kjerkoli) v pasnici (Heellebois, 2012).

Hennebiqueova semiempirična metoda določanja nosilnosti prečnega prereza ni upoštevala ravnotežja notranjih sil v prečnem prerezu. Obremenitve (upogibni momenti), ki jih je moral statično nedoločeni nosilec v plošči zdržati, je določil na podlagi upogibnega momenta, ki se pojavi v prostoležečem nosilcu, obteženem z enakomerno obtežbo, razdeljenega na pozitivni moment v polju in negativni moment nad podporo, in sicer po principu nosilnosti prečnega prereza v polju in nad



Slika 1 • **Hennebiqueov T-prerez (Heellebois, 2012) (oznake dodane).**

podporo – s t. i. *metodo dopustnih napetosti* (Heellebois, 2012). Obravnava materiala, ki ga je Hennebique poimenoval le *Béton Armé*, je ves čas stremela k ustvarjanju teorije, ki bo čim boljši približek realnosti: »Primeren način računanja mora ustrezati resničnosti, kot je to le mogoče. Predpostavke, ki služijo kot osnova za to, morajo izhajati iz dejanskih izkušenj. Preden napišemo kakršnokoli enačbo, moramo preveriti lastnosti obeh materialov, uporabljenih za izdelavo armiranega betona[1]«, kot je v publikaciji *Le Béton Armé et ses application*, izdani leta 1902, zapisal *Christophe* (Kurrer, 2018).

Danes, približno 120 let pozneje, je teorija betona že dobro razvita, z njo, predvsem pa zaradi nje pa tudi teorije analize konstrukcij. Sodobne analize konstrukcij temeljijo na računalniških programih, ki prek numerične MKE, metode pomikov/deformacijske metode in največkrat uporabljene linearne elastične teorije določajo obremenitve posameznih konstrukcijskih elementov. Kljub starodavnosti T-prereza njegovo modeliranje danes še ni povsem enolično. V vsakdanji inženirski praksi obstaja množtvo načinov modeliranja ojačitev plošče z nosilci, in čeprav vsak izmed teh skuša biti čim boljši približek realnega obnašanja konstrukcijskega elementa – kar je (bil) od nekdaj smoter pionirjev razvoja armiranja betona –, med njimi obstajajo kvalitativne razlike.

2 • NAČINI MODELIRANJA T-PREREZA

AB T-prerez kot prečni prerez nosilca obstaja v dveh bistvenih oblikah:

- kot predizdelan montažni konstrukcijski element ali
- kot ojačitev AB-plošče z nosilcem.

Čeprav predvsem slednje predstavlja kompleksen trirazsežnostni problem, so uveljavljeni modeli poenostavitve, ki se glede na tendenco doseči boljšo natančnost razlikujejo v ((Rombach, 2013), (Hartmann, 2006)):

1) vključene končne elemente (glede na njihovo dimenzijskost – 1D ali 2D – in tip elementa, kar se odraža v prostostnih stopnjah posameznih vozlišč; v nadaljevanju KE),
2) upoštevano (eks)centričnost spoja stojine in pasnice in
3) upoštevane upogibne togosti posameznih konstrukcijskih elementov.

Ploskovni KE so lahko obravnavani kot KE ploska lupina, v katerih vozliščih se lahko pojavijo obremenitve treh vrst, in sicer m_{ij}, v_{ij} in n_{ij}, ali kot KE plošča, katerih vozlišča omogočajo obremenitve dveh vrst, in sicer m_{ij} in v_{ij}. V praksi pogosto uveljavljen model je kombinacija linijskih KE, ki predstavljajo stojino ali kar celotni nosilec, in ploskovnih KE, ki so uporabljeni za pasnico (kar v obliki celotne plošče). Kombiniranje KE – različnih po dimenzijskosti in vrsti – znano kot sklapljanje oz. kupliranje (iz ang. coupling) v smislu KE, pomeni sinhronizacijo premikov vozlišč ploskovnih in linijskih KE, in sicer tako, da je delo, opravljeno pri virtualnem premiku, enako za oba KE v spojenem (kupliranem) vozlišču – t. i. energijsko sklapljanje/kupliranje (Hartmann, 2006). Veljavne zveze med prostostnimi stopnjami tako spojenih vozlišč so naslednje (Hartmann, 2006):

$$w_{plošče} = w_{nosilca} \quad (1),$$

$$u_{nosilca} = u_{plošče} + \varphi_{plošče} \cdot e \quad (2),$$

$$\varphi_{plošče} = \varphi_{nosilca} \quad (3).$$

Kadar je predpostavljena neskončna osna togost plošče EA = ∞, so vzdolžni pomiki nosilca $u_{nosilca}$ enaki $\varphi_{plošče} \cdot e$, pri čemer je e ekscentričnost – razdalja med težiščno ravnino ploskovnih KE in težiščno osjo linijskega KE. Zasuki vozlišč plošče namreč povzročajo vzdolžne pomike vozlišč nosilca. Pri kakršnemkoli združevanju raznovrstnih KE (linijskih in ploskovnih) že in sinhronizaciji prostostnih stopenj njihovih vozlišč ter dela, opravljenega v vsakem izmed vozlišč, se je treba zavedati dejstva, da imajo ploskovni KE več prostostnih stopenj od linijskih KE, razlikujejo pa se lahko tudi v načinu obravnave obnašanja (Bernoulli-Eulerjev nosilec ali Timošenkov nosilec oz. Kirchoffova plošča ali Reissner-Mindlinova plošča). Združevanje vozlišč dveh KE, ki imata predvideno različno »upogibnico« in upoštevata delo različnih deformacij (npr. tudi strižnih), pomeni krnitev končnih rezultatov, in ujemanje končnih rezultatov ni pričakovano (Hartmann, 2006). Najboljša strategija modeliranja T-prereza je zagotoviti vsoto upogibnih togosti posameznih KE, ki ustreza dejanski upogibni togosti sistema. Ojačitev plošče v obliki nosilca pomeni predvsem povečanje togosti plošče (Hartmann, 2006):

$$k_w = b_{eff} \cdot \frac{E h_{plošče}^3}{12(1-\mu^2)} + EI_{nosilca} + EA_{nosilca} \cdot e^2 \quad (4),$$

kar je razvidno tudi iz modificirane togostne matrike nosilca (Hartmann, 2006):

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} & \frac{-12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ \frac{-6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} + \frac{EA}{l} \cdot e^2 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} - \frac{EA}{l} \cdot e^2 \\ \frac{-12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ \frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} - \frac{EA}{l} \cdot e^2 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} + \frac{EA}{l} \cdot e^2 \end{bmatrix} \quad (5).$$

Poleg ekscentričnosti je bistveno tudi, kolikšen vztrajnostni moment je pripisan T-prerezu: kako visoka je stojina prereza, kako široka je pasnica ipd. Kot ugotavljajo ((Hartmann, 2006), (Rombach, 2016) in (Ciesielczyk, 2017)), ta sicer nima bistvenega vpliva na končne rezultate. Po (Hartmann, 2006) naj

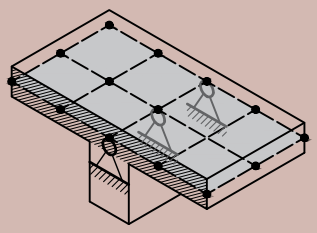
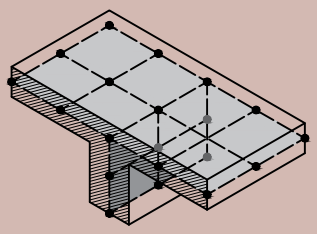
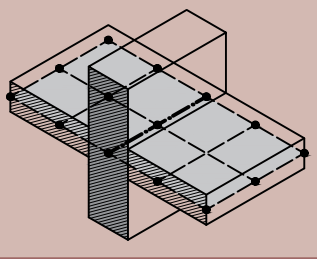
[1] »An expedient method of calculation must correspond with the reality as closely as possible. The assumptions serving as a basis for this must be drawn from real experiences. Before we write any kind of equation, we must investigate the properties of the two materials used for the production of reinforced concrete.«

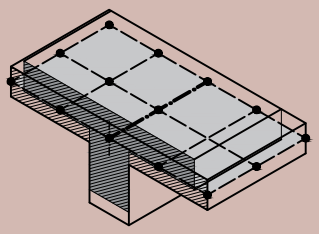
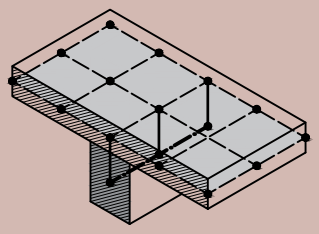
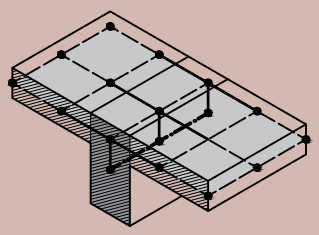
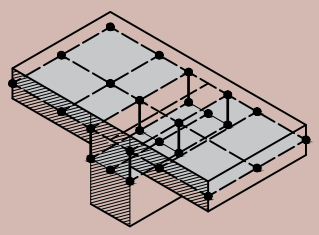
bi širina pasnice $l_0/3$, pri čemer je l_0 razdalja med točkama ničelnih momentov v razponu nosilca, kot jo definira (Evrokod 2, 2005), v večini primerov dajala zadovoljive rezultate, (Rombach, 2016) prav tako priporoča uporabo konstantne efektivne širine po celotnem razponu nosilca. Ob tem velja omeniti, da je koncept efektivne širine b_{eff}, kot ga uvaja (Evrokod 2, 2005), uporaben zgolj za mejno stanje uporabnosti. V mejnem stanju nosilnost je b_{eff} zaradi razpok v tlačni coni izrazito večja, kadar je ta del T-prereza natezan, pa je sam koncept efektivne širine uporaben zgolj do pojava prve natezne razpoke v betonu (Rombach, 2016). Avtorji v (Ciesielczyk, 2017) ugotavljajo, da koncept efektivne širine po (Evrokod 2, 2005) ne upošteva debeline pasnice (plošče), zaradi česar je upogibna nosilnost prereza precenjena, zanemarja pa tudi delež armiranja in velikost tlačnih napetosti. Poleg teoretskih dilem se projektant v vsakdanji praksi sooča tudi z omejitvami računalniškega programa za analizo konstrukcij, ki ga uporablja. Algoritmi, na katerih program temelji, največkrat niso znani, projektant zato stežka ugotovi, na kak način program upošteva ekscentričnost, ali podvaja togost in lastno težo KE ipd.

Modeli T-prereza so lahko naslednji:

1) stojina, modelirana kot nepomična podpora plošče,
2) stojina in pasnica, modelirani s ploskovnimi KE, in sicer stojina s KE šipa, pasnica pa s KE ploska lupina ali plošča,
3) stojina, modelirana z linijskimi KE nosilec (z osno silo) in centrično spojena s ploskovnimi KE ploska lupina ali plošča,
4) stojina, modelirana z linijskimi KE nosilec (z osno silo) in ekscentrično spojena s ploskovnimi KE ploska lupina ali plošča,
5) stojina in pasnica, modelirani s ploskovnimi KE, in sicer obe s KE ploska lupina, pri čemer je za stojino debelina KE povečana.

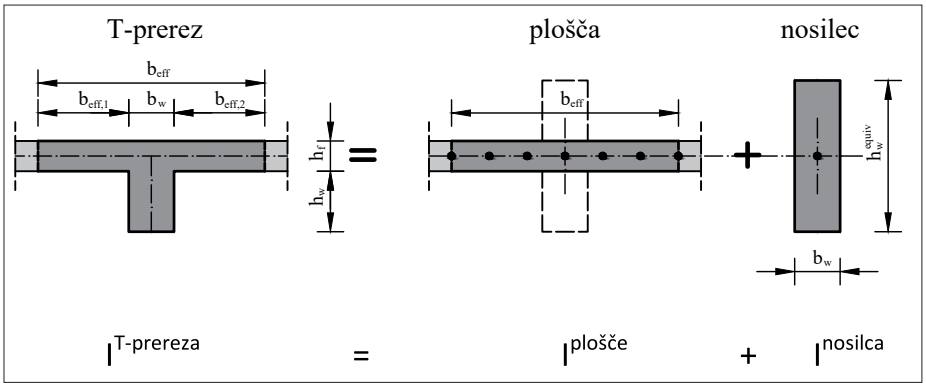
Znotraj istovrstnega modela obstajajo še podmodeli, pri katerih se spreminjajo prečni prerez linijskih KE, način spoja linijskih in ploskovnih KE ipd. V preglednici 1 je prikazan pregled možnih idealizacij T-prereza z oceno ustreznosti rezultatov analize, ki jih idealizacija omogoča. Bistvena je tudi vrsta ploskovnih KE, ki jo program omogoča. Ploskovni KE plošča namreč ne poznajo pomikov v ravnini plošče, posledično so rezultati analize s temi KE osiromašeni za prispevek osnih sil, delujočih na ekscentričnosti *e*, k upogibnemu momentu nosilca.

	model/idealizacija	ocena ustreznosti	
1)		**Stojina T-prereza, modelirana kot nepomična podpora plošče** Za analizo plošče se nosilec v plošči obravnava kot nepomična podpora plošče. Reakcije v podpori pa so nato uporabljene kot obtežba nosilca. Poenostavljen model je ustrezna idealizacija samo za zelo toge nosilce ($I_{nosilca} >> I_{plošče}$), katerih višina je tolikšna, da je njihov poves lahko zanemarljiv. Zaradi tega za nosilec Bernoullijeva predpostavka o linearni razporeditvi deformacij po prečnem prerezu ne velja več in je idealizacija z linijskim KE napačna.	
		prednosti	Možna izvedba analize plošče s tabelami (npr. *Pieper Martens, Czerny*) – brez uporabe računalniškega programa.
		slabosti	Dvojna analiza – najprej plošča, nato nosilec –, precenjena togost nosilca, napačni rezultati v plošči.
2)		**Stojina in pasnica, modelirani s ploskovnimi KE** Pasnica je modelirana s KE ploska lupina (m_{xx}, m_{yy}, m_{xy}, n_{xx}, n_{yy}, n_{xy}), stojina pa s KE šipa (n_{xx}, n_{yy}, n_{xy}). To je model, ki najbolje opiše dejansko obnašanje konstrukcije – vendar samo, če je predpostavka o linearno-elastičnem obnašanju materiala pravilna in plošča in/ali stojina nista predebeli.	
		prednosti	Natančen opis obnašanja konstrukcije, jasen prikaz poteka notranjih sil po konstrukciji.
		slabosti	Model ne omogoča hitre in neposredne določitve obremenitev in potrebne natezne upogibne armature nosilca, togost in teža dela stojine in plošče sta v stičnem vozlišču podvojeni.
3)		**Stojina, modelirana z linijskimi KE pravokotnega prereza in centrično spojena s ploskovnimi KE ploska lupina ali plošča pasnice – ekvivalentni pravokotni nosilec** Višina nosilca mora ustrezati dejanski togosti sistema – ker je zanemarjena ekscentričnost težiščne osi nosilca, je višina nosilca v modelu večja.	
		prednosti	Preprost model.
		slabosti	Dodatno delo z določanjem ustrezne višine nosilca v modelu.

3)		**Stojina, modelirana z linijskimi KE prečnega T-prereza in centrično spojena s ploskovnimi KE ploske lupine ali plošče pasnice** Nosilec je modeliran z linijskimi KE T-prereza in centrično priključen na mrežo ploskovnih KE plošče. Širina pasnice je določena po (Evrokod 2, 2005) kot b_{eff}.	
		prednosti	Razmeroma preprost model, omogoča neposreden odčitek obremenitev nosilca in plošče in armiranje obojega.
		slabosti	Dodatno delo z določanjem b_{eff} .
4)		**Stojina, modelirana z linijskimi KE in ekscentrično spojena s ploskovnimi KE ploske lupine ali plošče pasnice** Nosilec je modeliran z linijskimi KE pravokotnega prereza in ekscentrično priključen na mrežo ploskovnih KE plošče prek spoja t. i. *master-slave*-vozlišč, pri čemer je *master*-vozlišče vozlišče na mreži ploskovnih KE, *slave*-vozlišče pa vozlišče na osi linijskih KE. Prilagoditev višine nosilca ni potrebna, višino nosilca definira del nosilca, ki štrli iz plošče.	
		prednosti	Modeliranje b_{eff} ni potrebno.
		slabosti	Spoj *master-slave*-vozlišč mora biti izveden po celotni dolžini nosilca, skladno s potekom mreže KE, česar vsi računalniški programi ne omogočajo, ustvarjanje spojev *master-slave*-vozlišč pomeni dodatno delo, za dejanske vrednosti obremenitev nosilca je treba linijskim obremenitvam (M_y, N_x) dodati še integrirane ploskovne obremenitve (m_{xx} *ali* m_{yy}, n_{xx} *ali* n_{yy}).
		**Stojina, modelirana z linijskimi KE in ekscentrično spojena s ploskovnimi KE ploske lupine ali plošče pasnice** Nosilec je modeliran z linijskimi KE pravokotnega prereza in ekscentrično priključen na mrežo KE plošče prek spoja t. i. *master-slave*-vozlišč, pri čemer je *master*-vozlišče vozlišče na mreži ploskovnih KE, *slave*-vozlišča pa so vozlišča na osi linijskih KE in vozlišč na mreži KE plošče levo in desno od nosilca. Prilagoditev višine nosilca ni potrebna, višina nosilca pa je definirana kot vsota višin plošče in iz plošče štrlečega dela nosilca.	
		prednosti	Modeliranje b_{eff} ni potrebno.
		slabosti	Spoj *master-slave*-vozlišč mora biti izveden po celotni dolžini nosilca, skladno s potekom mreže KE, česar vsi računalniški programi ne omogočajo, ustvarjanje spojev *master-slave*-vozlišč pomeni dodatno delo, za dejanske vrednosti obremenitev nosilca je treba linijskim obremenitvam (M_y, N_x) dodati še integrirane ploskovne obremenitve (m_{xx} *ali* m_{yy}, n_{xx} *ali* n_{yy}).
5)		**Stojina in pasnica, modelirani s ploskovnimi KE, in sicer obe s KE ploska lupina ali plošča, pri čemer je za stojino debelina KE povečana** Nosilec je modeliran s ploskovnimi KE, plošča in nosilec s KE plošča (m_{xx}, m_{yy}, m_{xy}), ki so poravnani na zgornji strani elementov, če upoštevamo njihovo debelino. Ekscentričnost težiščne ravnine, ki predstavlja mrežo KE, je izvedena s spoji *master-slave*-vozlišč.	
		prednosti	Obnašanje modela ustrezno predstavlja dejansko obnašanje konstrukcije, dodatna analiza ali seštevanje obremenitev nista potrebna.
		slabosti	Model ni primeren za nosilce večjih višin, ploskovne obremenitve (mxx ali myy, nxx ali nyy) v delu nosilca je treba pretvoriti v linijske (M_y).

Preglednica 1 • **Modeli T-prereza (Rombach, 2016), (Hartmann, 2006).**

3 • EKVIVALENTNI PRAVOKOTNI PREREZ

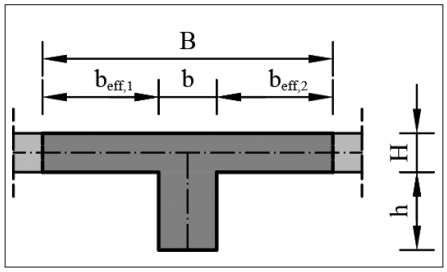


Slika 2 • **Model ekvivalentnega pravokotnega prereza ((Rombach, 2016), (Kelpša, 2019)).**

Ekvivalentni pravokotni prerez je v Sloveniji manj znan model T-prereza, ki omogoča centrično priključevanje linijskih KE na mrežo ploskovnih KE, kar se zdi precej preprost in hiter način modeliranja T-prereza. V tem poglavju predstavljamo način izpeljave višine T-prerezu ekvivalentnega pravokotnega prereza. Zanemarjena ekscentričnost – nesovpadanje težiščne osi realnega T-prereza in težiščne osi ekvivalentnega pravokotnega prereza – je namreč razlog za nujno povečanje višine nosilca. Koncept je opisan v (Rombach, 2016) oz. prejšnjih izdajah te monografije, pojavlja pa se tudi drugje, brez navedbe avtorstva, npr. v (Kelpša, 2019). Izpeljava višine ekvivalentnega pravokotnega prereza temelji na ekvivalentu togosti: vsota upogibnih togosti nosilca pravokotnega prereza in plošče mora biti enaka upogibni togosti realnega T-prereza, in to ob upoštevani efektivni širini b_{eff} (slika 2).

Tako dobljena višina ekvivalentnega nosilca h_w^{equiv} je enaka

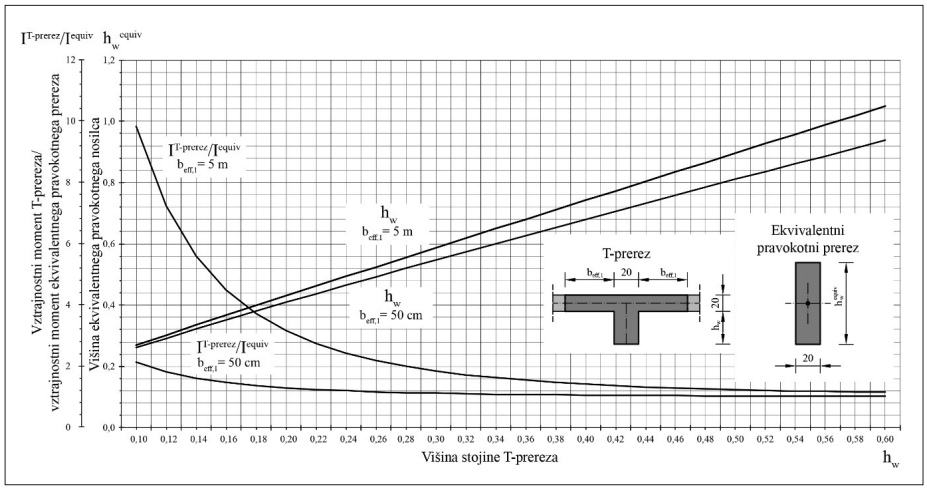
$$h_w^{equiv} = \sqrt[3]{b\frac{h^4}{bh+BH} + 4BH\frac{h^3}{bh+BH} + 3BH^3 \cdot \frac{h}{bh+BH} + 6BH^2\frac{h^2}{bh+BH}} \quad (6).$$



Slika 3 • **Oznake geometrijskih veličin T-prereza za izpeljavo h_w^{equiv}.**

Izraz za h_w^{equiv} je izpeljan za simetrični T-prerez. Razmerje med širino stojine T-prereza h_w in višino ekvivalentnega nosilca h_w^{equiv} je prikazano na spodnjem diagramu (slika 4).

Tovrstni diagrami (kot npr. slika 4) se lahko izdelajo le za vnaprej predpostavljene dimenzije T-prereza – širino stojine in višino plošče. Faktor višine ekvivalentnega pravokotnega prereza je nekaj več kot 1,5-kratnik višine stojine T-prereza h_w – razen v začetnem delu, ko je višina stojine manjša ali enaka višini plošče. Efektivna širina b_{eff} na višino ekvivalentnega pravokotnega prereza nima bistvenega vpliva, kar pomeni, da model omogoča uporabo konstantne višine po celotni dolžini nosilca, brez evrokodovskega določanja točk ničelnih momentov in povprečenja tlačnih napetosti v pasnici T-prereza. Iz razmerja $I^{T\text{-}prerez}/I^{equiv}$ je jasno razvidna tudi višina stojine h_w, pri kateri upogibna togost stojine prevlada, zaradi česar se težišče celotnega prečnega prereza pomakne toliko navzdol, da je upogibna togost ekvivalentnega pravokotnega prereza skoraj identična upogibni togosti T-prereza.

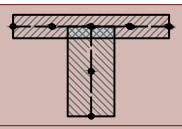
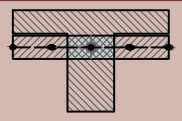
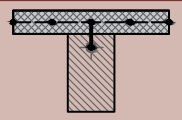
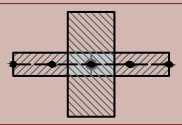
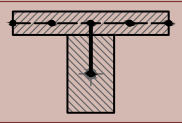
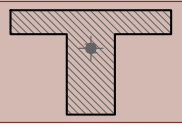


Slika 4 • **h_w^{equiv} v odvisnosti od višine stojine T-prereza h_w (izpeljano po (Rombach, 2016)).**

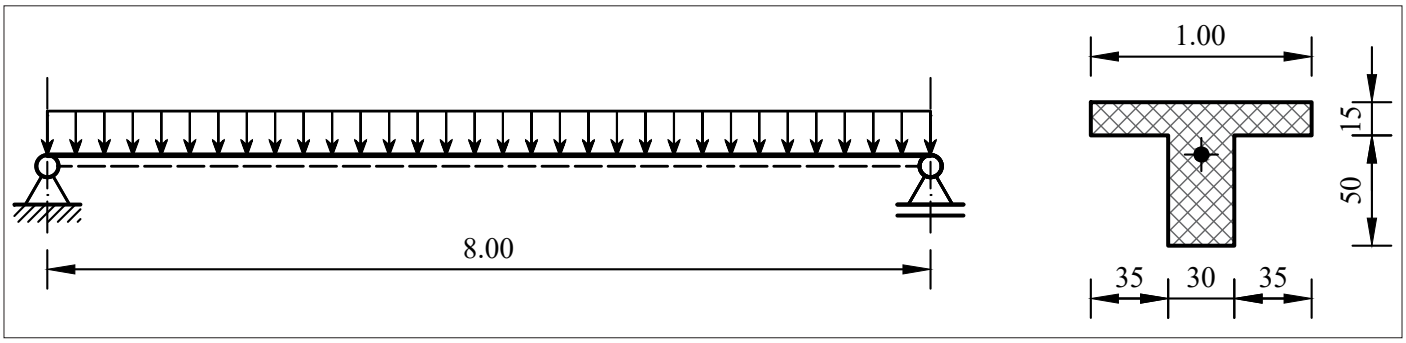
4 • ANALIZA MODELOV

Analiza modelov je bila opravljena na prostoležečem AB-nosilcu prečnega T-prereza. Analiziranih je bilo šest modelov, prikazani in opisani so v preglednici 2.

Statični sistem in geometrijske značilnosti prečnega prereza so prikazani na sliki 5. Nosilec je obtežen z dvema obtežnima primeroma, in sicer z 1) lastno težo, samodejno upoštevano z računalniškim programom, in z 2) obtežbo velikosti 10,0 kN/m² oz 10,0 kN/m. Izvedena je linearno-elastična analiza, modul elastičnosti E_{cm} je 33 GPa, Poissonov količnik ν je 0,2. Analiza je bila opravljena s programoma Tower in Sofistik.

	**M1**	Pasnica in stojina, modelirani s ploskovnimi KE, pasnica s KE plošča/ploska lupina, stojina pa s KE šipa
	**M2**	Stojina, modelirana z linijskimi KE prečnega T-prereza, centrično priključena na ploskovne KE plošča/ploska lupina pasnice
	**M3**	Stojina, modelirana z linijskimi KE prečnega T-prereza, ekscentrično priključena na ploskovne KE plošča/ploska lupina pasnice
	**M4**	Stojina, modelirana z linijskimi KE pravokotnega prečnega prereza (ekvivalentni pravokotni prerez), centrično priključena na ploskovne KE plošča/ploska lupina pasnice
	**M5**	Stojina, modelirana z linijskimi KE pravokotnega prečnega prereza, ekscentrično priključena na ploskovne KE plošča/ploska lupina pasnice
	**M6**	Nosilec, modeliran z linijskimi KE prečnega T-prereza

Preglednica 2 • **Modeli primera – prostoležeči nosilec.**



Slika 5 • **Statični sistem in geometrijske značilnosti prečnega prereza primera – prostoležeči nosilec.**

5 • REZULTATI

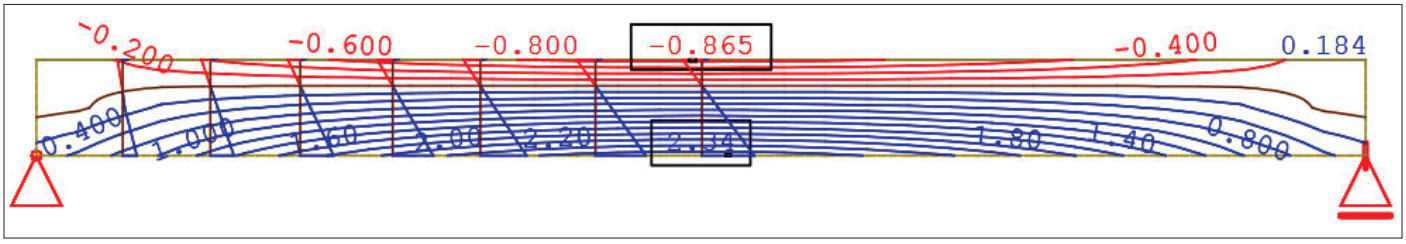
Rezultati analize primera 1 so podani v preglednici 3. Kot referenčni model je vzet prostoležeči nosilec, obremenjen z lastno težo, analiziran s pomočjo preprostih analitičnih formul. Napetosti, dobljene na tak način, so:

$$\sigma_x = \frac{M}{I}\cdot z = \frac{\frac{g\cdot l^2}{8}}{I}\cdot z = \frac{\frac{7{,}5\cdot 8{,}0^2}{8}}{0{,}01133}\cdot\begin{cases}-0{,}2375\\-0{,}0875\\0{,}4125\end{cases}$$

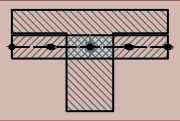
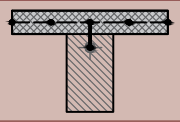
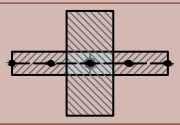
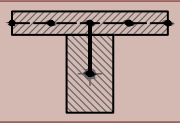
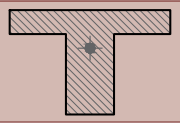
$$=\begin{cases}-1{,}26\ MPa\\-0{,}46\ MPa\\2{,}18\ MPa\end{cases} \qquad (7).$$

Rezultati analize Modela 1 so težko primerljivi z rezultati analize drugih modelov. Razporeditev horizontalnih membranskih osnih sil v pasnici in stojini je linearna, razen v bližini podpor, in prav taka je tudi razporeditev napetosti (slika 6). Predpostavki o linearni razporeditvi deformacij in napetosti držita za skoraj celotni nosilec. Napetosti, dobljene z analizo Modela 1, nekoliko odstopajo od analitičnega izračuna. Ob dejstvu, da med modeloma obstaja bistvena razlika v višini, stojina Modela 1 je namreč visoka 57,5 cm, in v višini podpor, tlačne napetosti Modela 1 predstavljajo ≈ 69 % tlačnih napetosti analitičnega izračuna, natezne pa ≈ 107 %. Nevtralna os v Modelu 1 se nahaja na 27 % višine stojine, pri analitičnem izračunu pa na 37 % višine prečnega prereza. Poves *w* Modela 1 znaša 1,17 mm.

Bistvenih razlik v dobljenih rezultatih ni, izrazito odstopa Model 3, kar je bilo pričakovano. Sofistik v svoji t. i. »T-beam phylosophy« reducira togosti in težo v območjih prekrivanja spojenih KE in uporabnika malone nagovarja k uporabi centričnih modelov. Pri Modelu 3 znašata vertikalni reakciji v obeh podporah 40,1 kN, kar je ≈ 134 % pričakovane velikosti reakcije, primerljive z drugimi modeli. Program redukcije teže v območju prekrivanja zaradi ekscentričnosti ni naredil, prav tako ni naredil redukcije togosti. Manjše odstopanje Modela 4 navzgor nakazuje določeno konservativnost ekvivalentnega pravokotnega prereza – ta namreč brez natezne osne sile v nosilcu, ki je posledica ekscentričnosti, podaja večji upogibni moment kot analitični model ali modeli z ekscentrično spojenim nosilcem. Ideja avtorjev (prim. (Hartmann, 2006), (Rombach,



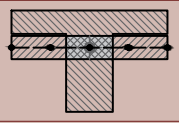
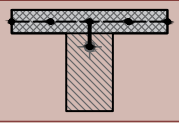
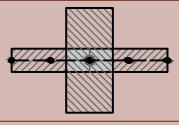
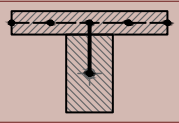
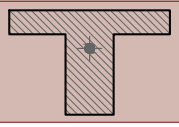
Slika 6 • **Rezultat analize Modela 1, Sofistik, napetosti σ_x.**

		w (mm)	M (kNm)	N (kN)	m (kNm/m)	n (kN/m)	e (m)	M_{dej} (kNm)
	**M2**	1,09	60,0	-	1,52	-	-	61,5
	**M3**	1,45	79,3	77,6	2,01	-79,0	0,1125	90,0
	**M4**	1,22	65,5	-	1,70	-	-	67,2
	**M5**	1,11	16,7	128,5	1,54	-130,0	0,325	60,3
	**M6**	1,10	60,0	-	-	-	-	60,0

Preglednica 3 • **Rezultati analize modelov 2–6, Sofistik, lastna teža.**

2016)), da je treba za korektno določitev obremenitev v nosilcu upoštevati upogibni moment in osno silo v nosilcu ter membranski upogibni moment in osno silo v plošči:

$$M = M_{nosilec} + N_{nosilec} \cdot e + \int_{plošča} (m_{yy} + n_{xx} \cdot e) dy \quad (8),$$

		w (mm)	M (kNm)	N (kN)	m (kNm/m)	n (kN/m)	e (m)	M_{dej} (kNm)
	**M2**	1,46	80,0	-	2,03	-	-	82,03
	**M3**	1,29	70,5	69,0	1,79	-70,3	0,1125	80,1
	**M4**	1,46	78,6	-	2,04	-	-	80,6
	**M5**	1,48	22,3	171,4	2,05	-174,5	0,325	80,1
	**M6**	1,46	80,0	-	-	-	-	80,0

Preglednica 4 • **Rezultati analize modelov 2–6, Sofistik, obtežba 10 kN/m²/kN/m.**

se je v primeru prostoležečega nosilca izkazala za napačno. Osni sili sta namreč povsem primerljivi po velikosti in nasprotno usmerjeni – treba je torej upoštevati eno od njiju, ne pa obeh:

$$M = M_{nosilec} + N_{nosilec} \cdot e + \int_{plošča} (m_{yy})\, dy \quad (9),$$

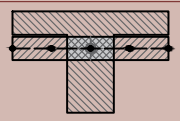
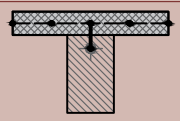
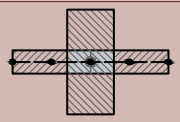
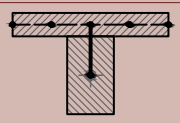
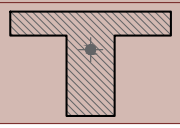
$$M = M_{nosilec} + \int_{plošča} (m_{yy} + n_{xx} \cdot e)\, dy \quad (10).$$

Primerjava rezultatov analize na modelih od 2 do 6, obteženih z enakomerno obtežbo 10 kN/m^2 oz. kN/m, dokazuje, da način modeliranja ne vpliva bistveno na rezultat. Do nekoliko večjih razlik, ki lahko vodijo v nevarno projektiranje (dimenzioniranje upogibne armature), lahko privede zanemarjanje prispevkov membranskih upogibnih momentov in osnih sil (bodisi v linijskih KE bodisi v ploskovnih KE), prispevek slednjih je nezanemarljiv pri ekscentričnih modelih. Če se ta prispevek zanemari, je M v nosilcu natančno izračunan samo pri Modelu 2.

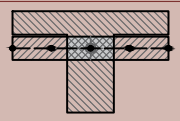
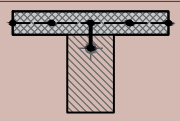
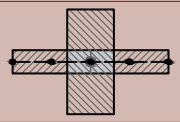
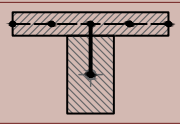
Deviacija rezultatov, dobljenih s programom Tower, pri analizi z upoštevano lastno težo je izrazita in je posledica podvajanja teže in togosti. Program Tower s »filozofijo« fiktivne ekscentričnosti povečuje vztrajnostni moment glede na ekscentričnost težiščne osi linijskega KE od referenčne ravnine. Tako dobljeni rezultati so po (Radimpex 2019) takoj uporabni za samodejno dimenzioniranje potrebne upogibne armature.

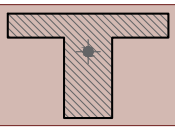
V našem primeru fiktivne ekscentričnosti nismo upoštevali, s čimer so rezultati primerljivi z rezultati analize s programom Sofistik. Po (Radimpex, 2019) so te obremenitve podane zgolj za stojino T-prereza. Najuporabnejši je Model 5, pri katerem se namensko izognemo podvajanju togosti in teže. Od vseh drugih modelov pa najmanj odstopa Model 4.

Pri analizi s podano obtežbo je pri obeh ekscentričnih modelih, ki bi morala podati natančnejše rezultate, vrednost končnega upogibnega momenta podcenjena, torej je precenjena togost prereza. Vsi centrični modeli pa podajajo vrednost, skoraj enako analitični, in omogočajo samodejni izračun potrebne upogibne armature.

		w (mm)	M (kNm)	N (kN)	m (kNm/m)	n (kN/m)	e (m)	M_{dej} (kNm)
	**M2**	1,59	87,8	-	2,24	-	-	90,0
	**M3**	1,31	71,7	101,4	1,84	-102,4	0,1125	84,9
	**M4**	1,37	73,8	-	1,92	-	-	75,7
	**M5**	1,10	16,8	128,6	1,56	-129,8	0,325	60,2
	**M6**	1,08	60,0	-	-	-	-	60,0

Preglednica 5 • **Rezultati analize modelov 2–6, Tower, lastna teža.**

		w (mm)	M (kNm)	N (kN)	m (kNm/m)	n (kN/m)	e (m)	M_{dej} (kNm)
	**M2**	1,42	78,1	-	1,9	-	-	80,0
	**M3**	1,16	63,8	90,2	1,6	-91,1	0,1125	75,5
	**M4**	1,45	78,1	-	2,0	-	-	80,1
	**M5**	1,48	22,4	171,5	2,0	-173,2	0,325	78,1

	**M6**	1,44	80,0	-	-	-	-	80,0

Preglednica 6 • **Rezultati analize modelov 2–6, Tower, obtežba 10 kN/m²/kN/m.**

6 • SKLEP

Čeprav je T-prerez stalnica AB-konstrukcij, način modeliranja za analizo še vedno ni jasno določen. Bistveni dejavniki za modeliranje so specifike programske opreme, s katero analizo izvajamo, in poznavanje teh specifik, poznavanje metod, ki so uporabljane za analizo, in dejanskega obnašanja materiala. V članku je prikazana analiza šestih modelov preprostega prostoležečega nosilca, ki omogoča vpogled v delovanje dveh računalniških programov, programa Sofistik in programa Tower. Z zanemarjanjem »filozofije« posameznega računalniškega programa je ta analiza nepristranska. Podvajanje togosti in teže (pri samodejnem upoštevanju lastne teže konstrukcije) ostaja bistven problem modeliranja T-prereza. Ob morebitni neprevidnosti projektanta lahko zanemarjeni prispevki ekscentričnosti h končnim obremenitvam povzročijo manko potrebne natezne upogibne armature. V splošnem – razen problema podvajanja togosti in teže – bistvene razlike med centričnimi in ekscentričnimi modeli ni in skrb projektantov, da bi bili centrično modelirani nosilci poddimenzionirani, je odveč. Vsi centrični modeli so v primerjavi z ekscentričnimi precej bolj konservativni. Nadaljevanje tovrstnih analiz ustreznosti modelov predstavljajo razširitve dvorazsežnosti konstrukcije: povečevanje obsega plošč, ugotavljanje vpliva efektivne širine, vpliva razmika med nosilci; poleg tega pa še razširitve glede geometrije in nehomogenosti/hibridnosti T-prereza: vpliv debeline stojine oz. razmerje med višino stojine in višino plošče ter sovprežnost pasnice in stojine (uporaba različnih materialov).

7 • LITERATURA

ASE, General Static Analysis of Finite Element Structures, ASE Manual, Software Version SOFiSTiK 2018, Oberschleissheim, Sofistik, 2018.

Ciesielczyk, K., Szumigała, M., Ścigałło, J., The numerical analysis of the effective flange width in T-section reinforced beams, Procedia Engineering, izv. 172, št. Modern Building Materials, Structures and Techniques, str. 178–185, 2017.

Hartmann, F., Katz, C., Structural Analysis with Finite Elements, Springer, 2006.

Heellebois , A. E. B., Insight into Technological Aspects of the Evolution of the Hennebique Reinforced Concrete System, DWE, 2012, str. 1160–1170.

Kelpša, Š., Rinkevičius, G., Zingaila, T., Augonis, M., Kitovas, V., Coefficient of Moment of Inertia for Ribbed RC Slab Beams, Mechanika, izv. 25 (3), str. 178–186, 2019.

Kurrer, K. E., The History of Theory of Structures: Searching for Equilibrium, Wilhelm Ernst & Sohn, 2018.

Rombach, G. A., Finite element design of concrete structures, Thomas Telford Limited, 2013.

SIST EN 1992-1-1: 2004; Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij - Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2004.

Tower 7, Navodila za delo s programom, Radimpex, http://www.zeia.si/radimpex/tower7.pdf, 25. 11. 2019.

PROJEKTIRANJE IN GRADNJA VIADUKTA SEJANCA

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE VIADUCT SEJANCA

Dušan Rožič, univ. dipl. inž. grad.
dusan.rozic@ponting.si
Ponting
Leon Ruhitel, grad. teh.
leon.ruhitel@pomgrad.si
Pomgrad
Iztok Likar, univ. dipl. inž. grad.
iztok.likar@freyssinet-adria.si
Freyssinet Adria
Tadej Valenko, mag. inž. grad.
tadej.valenko@pomgrad.si
Pomgrad

Strokovni članek
UDK 624.012.45+624.21.037
(479.4Sejanca)

Povzetek | V prispevku sta prikazani zgodovina projektiranja in gradnje ter končna tehnična rešitev viadukta Sejanca na glavni cesti G1-2 Hajdina–Ormož. Viadukt je prednapeta AB-konstrukcija skupne dolžine 195 m, ki je zgrajen po tehnologiji gradnje z narivanjem. Začetki projektiranja viadukta segajo v leto 1999, ko so bili izdelani IDP, leta 2000 pa je bil prvi izvajalski razpis za gradnjo, ki je bil v letu 2001 razveljavljen. V letu 2009 je bila ponovno sklenjena izvajalska pogodba, gradnja pa je bila zaradi stečaja izvajalcev prekinjena. Leta 2018 je bil ponovni razpis za gradnjo viadukta. Izvajalec je po uvedbi v delo ugotovil, da pri elektrifikaciji in rekonstrukciji železniške proge niso bili upoštevani ustrezni odmiki od stebra v osi 6, tako da ni možno izvesti stebra v skladu s projektno dokumentacijo. Zaradi tega je projektant v dogovoru z naročnikom izdelal novo projektno dokumentacijo, na podlagi katere se je viadukt zgradil.

Ključne besede: most, prednapeta konstrukcija, tehnologija narivanja, potres, lončna ležišča

Summary | The article presents the history of design and construction as well as the final solution of the viaduct Sejanca on the main road G1–2 Hajdina – Ormož. The viaduct was design as prestressed concrete structure with the total length of 195.0 m, built with ILM. The design of the viaduct started in 1999, when the preliminary design was finished. The first public tender for construction was in 2000 and was cancelled in 2001. In 2009, a new contract for construction was signed, but the construction stopped due to contractor bankrupt. In 2018, a new invitation to tender was published. At the beginning of the construction the contractor found that the electrification and reconstruction of the railway line did not take into account the corresponding deviations from the pier in axis 6. Thus, the pier cannot be constructed in accordance with the design documentation. Because of this, the designer, in agreement with the client, created new design documentation, on the basis of which the viaduct was built.

Key words: bridge, prestressed structure, incremental launching method – ILM, seismic, pot bearing

1 • UVOD

Začetki projektiranja viadukta Sejanca, ki je del glavne ceste G1-2 Hajdina–Ormož segajo v leto 1999, ko so v Inženirskem biroju Ponting, d. o. o. (projektant), izdelali projektno dokumentacijo faze IDP/PZR, ki je bila osnova za prvi razpis za gradnjo konec leta 2000. Izbrano je bilo podjetje SCT, d. d., s katerim je bila podpisana pogodba, žal pa je vlada odsek črtala iz letnega programa, tako da je bila gradnja ustavljena. Leta 2008 je bila zaradi sprememb v zakonodaji – uvedba Evrokodov – narejena novelacija projektne dokumentacije IDP/PZR, ki je bila podlaga za nov razpis za gradnjo. Izbrani izvajalec je bil Vegrad, d. d., ki mu je uspelo v dveh letih izdelati samo pilote v vmesnih podporah 2–5 (slika 1) ter delno opornik v osi 7 (slika 2), nato pa je bila gradnja zaradi stečaja podjetja Vegrad prekinjena.

Investitor DARS, d. d., je v letu 2018 objavil razpis za dokončanje gradnje viadukta Sejanca, katerega gradnja se je prekinila zaradi stečaja prvotnega izvajalca v letih 2009–2010. Na razpisu je delo pridobilo podjetje Pomgrad, d. d., iz Murske Sobote (preglednica 1).

1.1 Obstoječe stanje

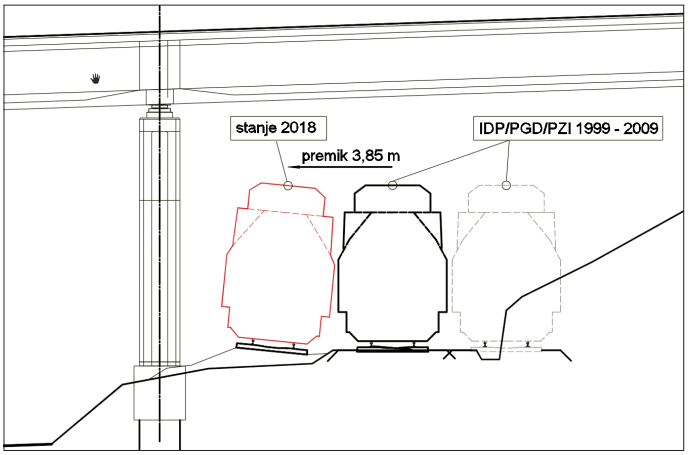
Izvajalec je po uvedbi v delo na terenu izvedel zakoličbo obstoječega stanja, na podlagi katere je ugotovil, da je bila v sklopu modernizacije železniške proge Pragersko–Hodoš leta 2015 izvedena rekonstrukcija železniške proge v območju prečkanja viadukta Sejanca tako, da se je obstoječi železniški tir premaknil k projektirani podpori št. 6 viadukta Sejanca za 3,85 m, zato ni bilo možno izvesti stebra v skladu z obstoječo projektno dokumentacijo PZI (slika 3).

Zaradi tega je bil predlagan premik podpore 6 za 3 m v smeri proti podpori 5. Hkrati pa je izvajalec predlagal spremembo lokacije narivne postaje z lokacije za opornikom 7 na lokacijo za opornikom 1 zaradi novega, večjega razpona med osjo 6 in 7 in med tem časom naknadno elektrificirane proge.

Za izdelavo projektne dokumentacije PZI je bilo s strani izvajalca izbrano Podjetje Ponting, d. o. o. V sklopu izdelave novelirane projektne dokumentacije PZI so bile upoštevane tudi vse spremembe veljavne zakonodaje.

Slika 1 • **Piloti vmesnih podpor septembra 2018.**

Slika 2 • **Opornik v osi 7 marca 2019.**

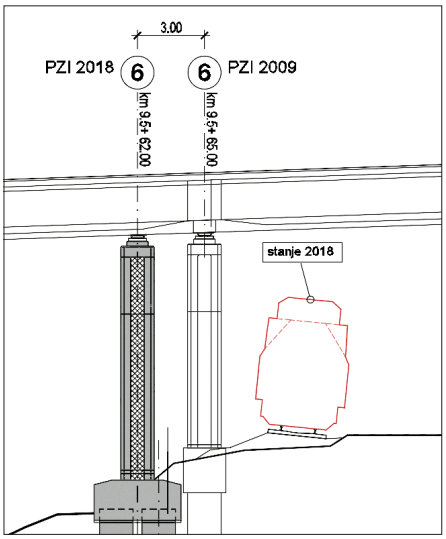


Slika 3 • **Premik tira železniške proge v letu 2015.**

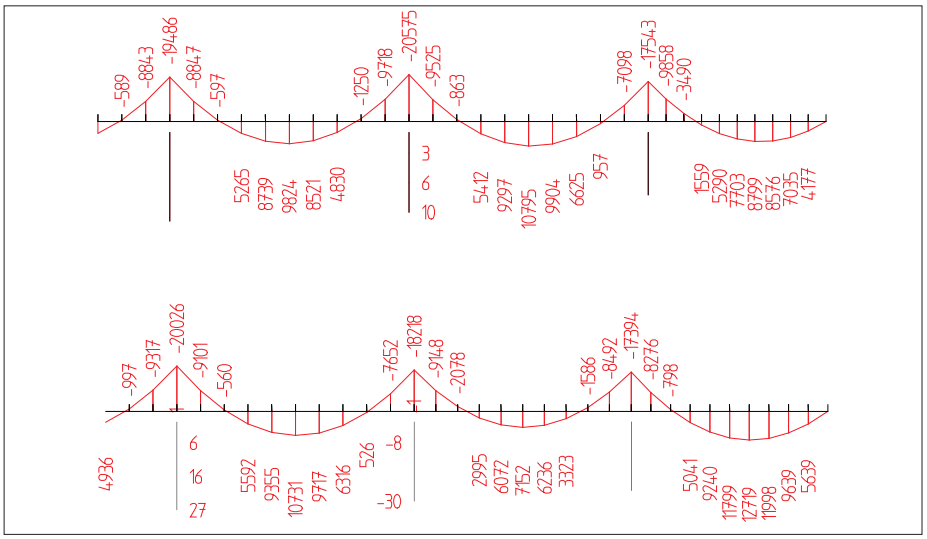
Naziv	Viadukt Sejanca
Lokacija	G1-2 Hajdina–Ormož
Naročnik/Investitor	DARS, d. d.
Projektant	Ponting, d. o. o. – novelacija projekta, faza PZI
Izvajalec	Pomgrad, d. d.
Inženir	DRI upravljanje investicij, d. o. o.

Preglednica 1 • **Osnovni podatki o viaduktu in sodelujočih.**

2 • ZASNOVA IN ZNAČILNOSTI SPREMENJENE KONSTRUKCIJE



Slika 4 • **Prestavitev stebra v osi 6.**



Slika 5 • **Vpliv spremenjene lege podpor na upogibne momente.**

Trasa nove glavne ceste Gorišnica–Ormož poteka v ravnini potokov Pesnice in Sejance. Nato se dvigne do priključka Ormož, ki je v gričevju med Mihovci in Ormožem, severno od železniške proge Pragersko–Ormož. Na tem mestu je viadukt Sejanca, ki premošča potok Sejanco in železniško povezavo na višini 8–18 m nad terenom ter v dolžini slabih 200 m. Predvidena tehnologija gradnje je z narivanjem, vlečenjem konstrukcije iz smeri opornika v osi 1.

Nosilna konstrukcija je zasnovana kot kontinuirana prednapeta betonska konstrukcija votlega škatlastega prereza s poševnima stojinama z razponi 26 + 3 × 35 + 32 + 29 = 192 m.

Pod objektom poteka železniška povezava Pragersko–Ormož, ki je bila v letu 2015 v sklopu modernizacije elektrificirana, hkrati pa se je os tira premaknila za 3,85 m proti stebru v osi 6. Zaradi tega izvedba podpore na predvidenem mestu ni bila možna, zato je bilo treba podporo premakniti za 3,0 m v smeri podpore 5 (slika 4).

2.1 Vpliv prestavitve stebra na notranje statične veličine

Zaradi prestavitve podpore v osi 6 za 3,0 m v smeri podpore 5 se spremeni idealno razmerje med tipičnim in krajnim razponom pri kontinuirnih gredah s konstantno togostjo, ki znaša 1,00 : 0,75, kar znaša pri viaduktu Sejanca 35,0 : 26,0 m. Pri spremenjeni dispoziciji je razmerje razponov 32,0 : 29,0 m oz. 1,0 : 0,90.

Sprememba razpona ima vpliv v zadnjem (krajnem) razponu, kjer so se upogibni momenti povečali iz 8800 kNm na 12.700 kNm ali za 44 %, v sosednjem kontinuirnem razponu pa so se upogibni momenti zmanjšali z 10.800 kNm na 7150 kNm oz. za 34 % (slika 5). Podobna razmerja veljajo tudi za ostale obtežbe.

2.2 Lokacija narivne postaje

Zaradi prestavitve stebra v osi 6 so se spremenili pogoji v zadnjih dveh poljih prekladne konstrukcije. Posledično bi bili upogibni momenti v prekladni konstrukciji v polju 6 večji za ca. 44 % in bi zahtevali dodatne kable. Da ne bi bilo treba celotne prekladne konstrukcije narivati čez elektrificirano železniško progo, se je lokacija narivne postaje prestavila za opornik v osi 1. Značilnosti te odločitve so:

- narivanje navzgor v vzponu 3,5 % zahteva večje potisne sile, ocenjeno 10 % G (ca. 3,8 MN) pri prvem potisku in 5,0–6,0 % (ca. 2,0 MN) med narivanjem;
- zadrževanje konstrukcije je omogočeno s sistemom narivanja;
- večje horizontalne sile v fazi narivanja, ki delujejo na stebre in so manjše od potresnih obremenitev;
- ni zahtev po dodatnih kablih za prednapenjanje v prvih dveh taktih.

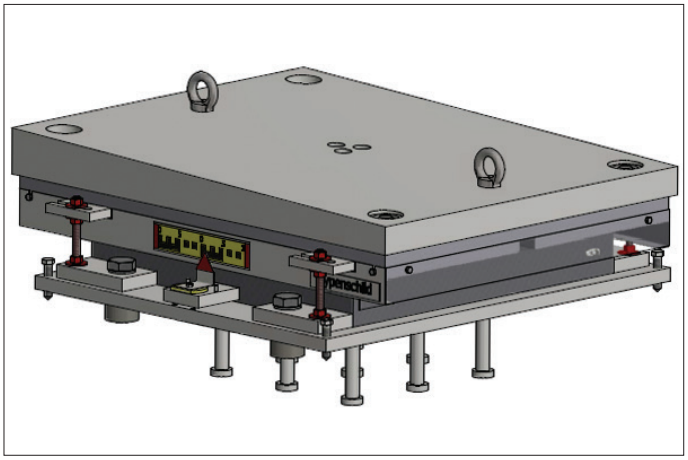
2.3 Prilagoditve konstrukcije veljavnim predpisom

Projektna dokumentacija je bila prilagojena veljavni zakonodaji in smernicam, ki jih je izdal investitor:

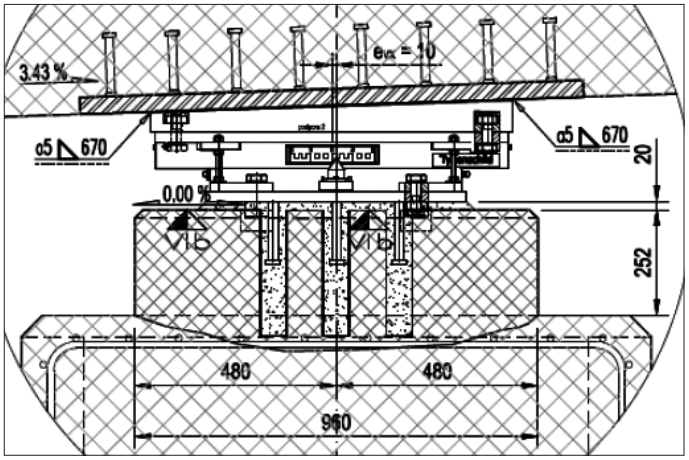
- Sprememba nivoja zadrževanja varnostne ograje s H2 na H4b. Zaradi širine nove odbojne ograje, ki je širša od predvidene v osnovnem projektu za 15 cm, je treba robni venec s 35 cm razširiti na 50 cm, s čimer se zagotovi ustrezna širina hodnika za vzdrževanje, ki je minimalne širine 75 cm.
- Sprememba sheme prometne obtežbe z DIN FB 101 na SIST EN 1991-2.
- Upoštevanje zahtev glede potresnih obremenitev v skladu s SIST EN 1998 za konstrukcije ter SIST EN 1337 za ležišča.

Tehnologija narivanja je glede vgradnje ležišč specifična, ker se med gradnjo uporabljajo začasna ležišča, ki pa jih je potem za fazo uporabe treba zamenjati s stalnimi ležišči. Slovenija je na potresnem območju ≥ 0.1g, tako da v skladu s SIST EN1998, posebej pa SIST EN 1337-1 v skladu s točko 5.2, ni dovoljen prenos horizontalnih sil, ki so posledica dinamičnih obremenitev preko trenja, kot smo v preteklosti prakticirali. Način vgradnje ležišč, kjer se zahteva sidranje (to mora biti praksa pri vseh mostovih v Sloveniji), pri narivanih konstrukcijah ne more biti identičen vgradnji ležišč pri konstrukcijah, zgrajenih po drugih tehnologijah, ker ni možno naknadno vgraditi sidrnih elementov v že zgrajeno konstrukcijo.

Zaradi tega smo v preteklosti poiskali rešitve, ki omogočajo tudi takšno izvedbo in je predlagana tudi za viadukt Sejanca. Ideja te rešitve je v tem, da se na steber ležišče vgradi v predhodno puščene utore v ležiščni blazini, v prekladno konstrukcijo pa se vgradi večja sidrna plošča, na katero se privari



Slika 6 • **Lončno enostransko pomično ležišče.**



Slika 7 • **Shema vgradnje stalnega ležišča.**

ležišče, ki ima zaradi tega dodatno zgornjo ploščo (sliki 6 in 7). Rega med sidrno ploščo in ležiščem se zapolni z injekcijsko malto, preko katere se prenašajo navpične obremenitve. Vodoravne obremenitve pa se prenašajo preko bočnih pločevin, ki so privarjene na sidrno ploščo, vgrajeno v prekladno konstrukcijo, ter dodatno ploščo, na katero je privijačeno ležišče.

3 • POTEK GRADNJE

Slika 8 • **Pogled iz zraka na zaraščeno gradbišče.**

Slika 9 • **Gradbišče po odstranitvi rastja in izkopu obstoječih elementov viadukta.**

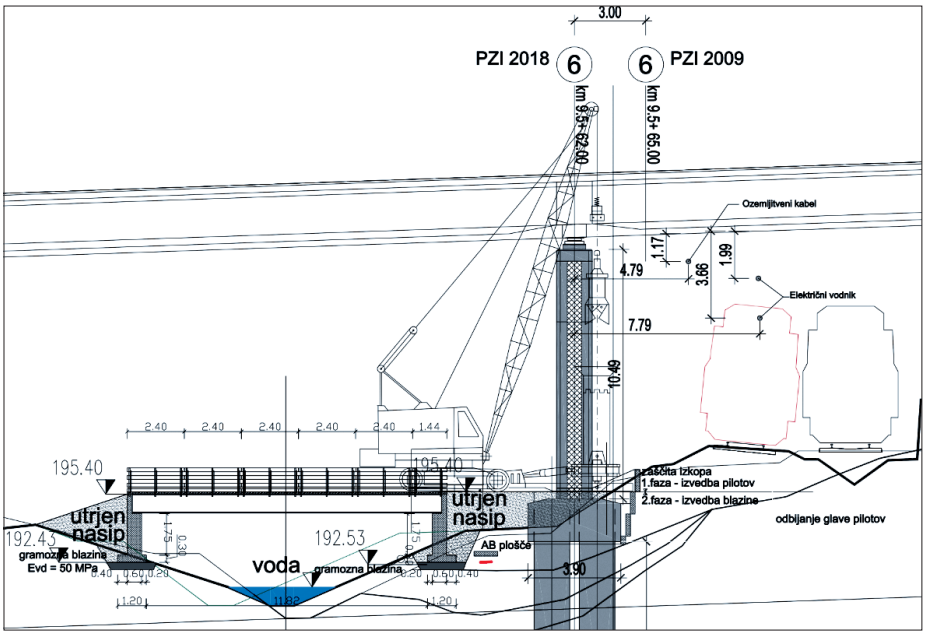
3.1 Priprava gradbišča za dokončanje objekta

Ob pričetku del za dokončanje objekta, ki jih je izvajalo podjetje Pomgrad, d. d., je bilo treba najprej očistiti in pregledati obstoječe elemente, ki so bili izvedeni v predhodnih poskusih gradnje viadukta. Dostope do gradbišča je bilo treba ponovno urediti, odstraniti rastje, ki je prekrilo gradbišče, ter izkopati gradbene jame, v katerih so bili obstoječi piloti in temeljna plošča opornika v osi 1 (sliki 8 in 9). Izvedla se je tudi ponovna zakoličba objekta, pri čemer je bilo ugotovljeno odstopanje med umestitvijo železniške proge pri projektih PZI in lokacijo proge v naravi, saj je bila ta med elektrifikacijo in rekonstrukcijo premaknjena. Stebra v osi 6 tako ni bilo možno izvesti, ker odmiki od proge niso bili ustrezni, in je bila potrebna sprememba projektov, ki jih je po naročilu investitorja izdelalo podjetje Ponting.

3.2 Temeljenje objekta

Po pripravi gradbišča za nadaljevanje gradnje se je izvedlo globoko temeljenje objekta. Objekt je temeljen na pilotih Benotto, ki imajo premer 150 cm in segajo med 8 in 12 m v globino. Piloti v oseh 3, 4, 5 in 7 so bili že izvedeni in jih je bilo treba le sanirati, preostale pilote pa je bilo treba izvesti v celoti. Zaradi prestavitve stebra v osi 6 je bil otežen dostop do lokacije pilotov v tej osi, saj se nahaja med železniško progo in potokom. Težava se je reševala z začasnim mostom čez potok Sejanco (sliki 10 in 11). Za začasni most sta se ob brežinah potoka zgradila betonska opornika, preko katerih so se položili 14 m dolgi jekleni nosilci HEB 800. Začasni objekt se je pozneje uporabljal tudi za transport opažev in betona do stebra 6.

Pred izvedbo pilotov v osi 1 je bilo na gradbišče treba dostaviti in vgraditi gramoz za nasip, na katerem sta opornik in delavnica za narivanje. Za preprečitev pomikanja delavnice v času gradnje viadukta je bilo prav tako potrebno globoko temeljenje. Pri



Slika 10 • **Začasni most čez potok Sejanca.**

Slika 11 • **Izvedba pilotov Benotto v osi 6.**

temeljenju delavnice se je uporabilo 12 pilotov premera 80 cm, ki segajo 11 m v globino.

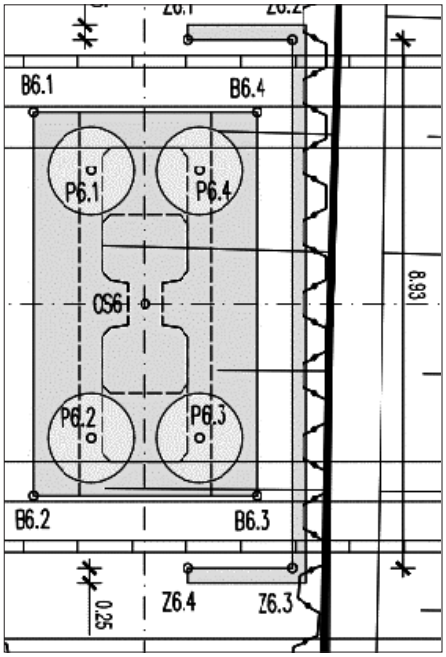
3.3 Spodnja konstrukcija

Na dokončane pilote so se izvedle temeljne blazine podpor. Na vmesnih podporah v oseh 2–5 so pravokotne oblike, obe stranici merita 6,5 m, visoke pa so 2 m. Ves čas gradnje temeljnih plošč so se iz gradbenih jam črpale podtalne vode, ki so segale nad dno plošč. V osi 6 se je zaradi bližine železniške proge zgradil podporni zid, ki je preprečeval porušitev in posedanje ustroja proge v gradbeno jamo (sliki 12 in 13).

Stebri objekta segajo od 9,5 m do 13,0 m v višino in so dimenzij 1,5 m v vzdolžni smeri ter 3 m v prečni smeri, vendar se v zadnjih 3 m, kjer prekladna konstrukcija nalega nanje preko ležišč, razširijo. Betonaže so potekale v treh fazah (slike 14, 15 in 16):

1. faza – do višine 5 m,
2. faza – preostanek stebra do razširitve,
3. faza – razširitev stebra.

Pred pričetkom gradnje prekladne konstrukcije po sistemu postopnega narivanja sta se dogradila še temeljna plošča opornika in delavnica za narivanje v osi 1 (sliki 17 in 18). Temeljna plošča opornika, preko katere se izvaja narivanje vseh taktov prekladne konstrukcije, je temeljena na sedmih pilotih in meri 2 m v globino. Za izbrano tehnologijo grajenja mostov se je ob oporniku zgradila še narivna



Slika 12 • **Podporni zid v osi 6.**

delavnica, v kateri se zgradijo posamezni segmenti prekladne konstrukcije. Za dela, ki so se opravljala v osi 1 med gradnjo, je bil postavljen žerjav, s pomočjo katerega so se izvajali transporti materialov in opreme ob gradnji viadukta.

Temeljno ploščo opornika v osi 7, ki jo je izvedel Vegrad, je bilo treba sanirati. Okrog opornika se je najprej odstranila plast zemljine, ki se je s pobočja usula nanj (slika 19). Po odstranitvi zemljine je sledilo čiščenje konstrukcije s pomočjo visokotlačnega čistilnika (slika 20). Ker se je s projektom sanacije opornika predvidelo dobetoniranje in prilagoditev konstrukcije novim PZI-projektom, je sledilo sidranje armature v opornik, pri čemer so se izvrtale odprtine, v katere so se s pomočjo injekcijske malte vgradila sidra (slika 21). Stene in krila opornikov so bili dograjeni po končanem narivanju prekladne konstrukcije.

Slika 13 • **Temeljna blazina v osi 6.**

Slika 14 • **Opaž spodnjega dela stebra.**

Slika 15 • **Opaž vmesnega dela stebra.**

Slika 16 • **Opaž razširjenega zgornjega dela stebra.**

Slika 17 • **Gradnja opornika v osi 1.**

Slika 18 • **Gradnja narivne delavnice v osi 1.**

Slika 19 • **Delno zasut opornik v osi 7.**

Slika 20 • **Čiščenje betonskih površin z vodnim curkom.**

Slika 21 • **Vrtanje lukenj za sidrno armaturo.**

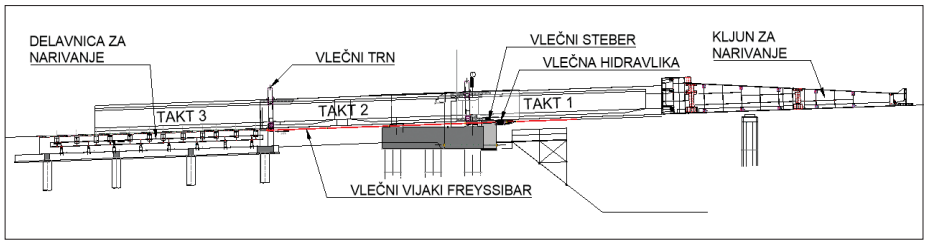
4 • TEHNOLOGIJA GRADNJE – SISTEM POSTOPNEGA NARIVANJA – VLEČENJE

Narivanje prekladne konstrukcije je za glavnega izvajalca del Pomgrad, d. d., izvajalo podjetje Freyssinet Adria SI, d. o. o., ki razpolaga z vso potrebno opremo za gradnjo prekladne konstrukcije z narivanjem – točneje, vlečenje.

Prekladna konstrukcija je v konstantnem vzdolžnem naklonu 3,43 %. Klasična dvižno-potisna tehnologija, kjer se z dvigom preklade zagotovi zadostno trenje za potisk preklade, pri takem vzdolžnem naklonu ni več primerna. Zato je bil uporabljen alternativni sistem vlečenja s pomočjo palic z navojem in votlih hidravličnih cilindrov.

4.1 Osnovni elementi tehnologije narivanja

Sila vlečenja se na preklado prenaša z navojnimi palicami iz visokovrednega jekla Freyssibar FB50, ki se vpenjajo v prekladno konstrukcijo preko posebnega jeklenega vlečnega trna, ki prebada prekladno konstrukcijo kot moznik. Na drugi strani gredo vlečni vijaki skozi votle hidravlične cilindre, ki se opirajo na začasni vlečni steber, ta pa na krajni opornik (slika 22).

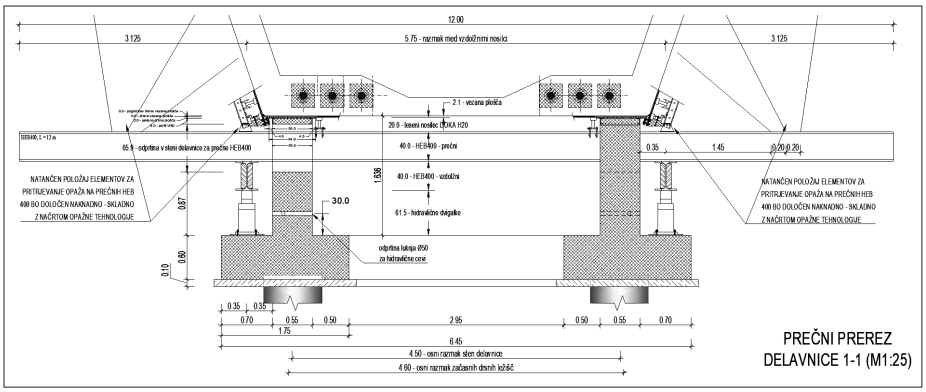


Slika 22 • **Shema osnovnih elementov tehnologije vlečenja.**

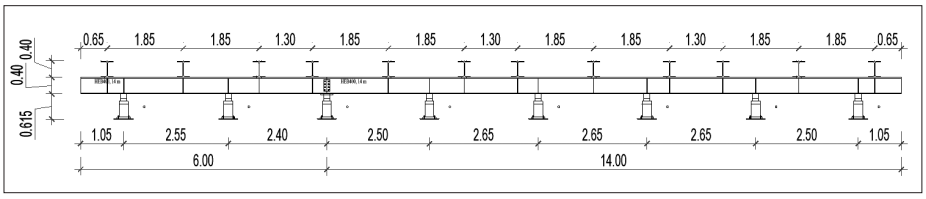
4.1.1 Delavnica za narivanje

Delavnico za narivanje sestavljajo armiranobetonska temeljna brana z drsnimi stenami, jeklena podkonstrukcija in opaž prekladne konstrukcije (slika 23). Dolžina delavnice in opaža je bila prilagojena najdaljšemu taktu. Jeklena podkonstrukcija predstavlja sistem za dviganje in spuščanje opaža in je sestavljena iz hidravličnih cilindrov in jeklenih HEB-nosilcev različnih dimenzij, na katere se pritrdi opaž prekladne konstrukcije.

Drsne stene delavnice potekajo v premi navzgor skladno z vzdolžnim naklonom prekladne konstrukcije in so na vrhu obložene z jeklenimi drsnimi ploščami debeline 20 mm, ki morajo slediti niveleti dna prekladne konstrukcije z veliko natančnostjo s čim manj odstopanji. V stenah delavnice so pravokotne luknje, ki služijo za prehod prečnih jeklenih profilov (HEB400, L = 12 m), ki nalegajo na dva glavna vzdolžna jeklena nosilca (HEB400, L = 14+6 m), ta pa sta podprta z ustreznim številom hidravličnih dvigalk (slika 24) us-



Slika 23 • **Delavnica za narivanje – prečni prerez.**



Slika 24 • **Vzdolžni nosilec HEB400 ter razpored prečnih nosilcev in dvižnih cilindrov.**

Slika 25 • **Pogled na končano delavnico za narivanje.**

trezne kapacitete in hoda (8+8 kos., kapaciteta. 62 ton, 12 cm hoda). Razpored nosilcev je prilagojen sistemskemu opažu (slika 25), ki se namesti na jekleno podkonstrukcijo.

4.1.2 Kljun za narivanje

Uporabljena je bila skrajšana varianta kljuna, katerega lastnik je podjetje Freyssinet, dolžine 22,75 m (skupaj z dvižnimi sanmi spredaj 23,55 m), 530 cm širine (osno 430 cm) in maksimalne višine 330 cm. Skupna teža sestavljenega kljuna je ca. 50 ton.

Kljun se je deloma zmontiral na delovnem platoju, večinoma pa na začetni lokaciji v delavnici in na začasnih podporah. Zaradi situacije na terenu (nasip) se je za montažo uporabilo 200-tonsko avtodvigalo z obremenitvijo 17,5 tone na ročici 28 m. Kljun se je na prekladno konstrukcijo pritrdil kontaktno z zobatimi čelnimi pločevinami in visokovrednimi navojnimi palicami Freyssibar premera 50 mm (2x (6+2)=16 vijakov), ki so se po betonaži 1. segmenta prednapeli na 1250 kN (spodaj) oziroma 1290 kN (zgoraj). S tem se je zagotovilo stalno stanje kompresije v stiku kljuna z betonom.

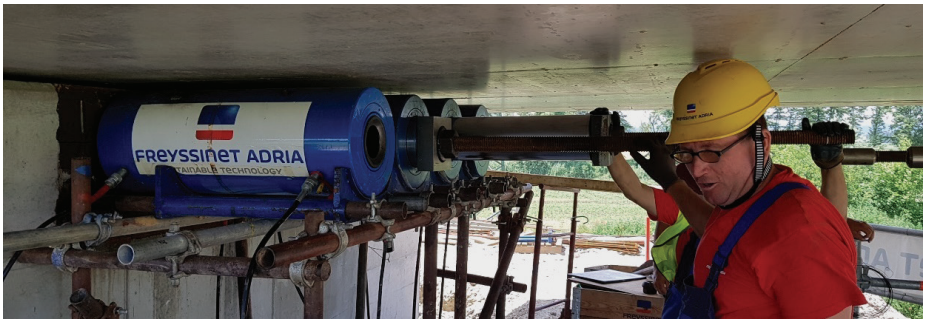
4.1.3 Vlečni hidravlični cilindri

Freyssinet Adria med drugim razpolaga z opremo za vlečenje prekladne konstrukcije z »neskončnim« vijakom, kar je eden od podtipov tehnologije narivanja. Uporabljeni so bili štirje votli vlečni hidravlični cilindra kapacitete 1500 kN pri 700 barih in hoda 60 cm. Skupna vlečna sila je bila 6000 kN (slika 27).

4.1.4 Vlečni vijaki Freyssibar

Za vlečne palice so se uporabile navojne palice iz visokovrednega jekla tipa Freyssibar FB50 z nominalnim premerom 50 mm (razred jekla 835/1030 N/mm^2, F_{pk} = 2022 kN, $Fp_{0,1\%}$ = 1640 kN, $F_{dop.}$ = 1475 kN ($0{,}8xF_{p0,1\%}$)). Palice dolžine 5,8 m se spajajo s tipskimi spojkami, vnos sile pa poteka preko sidrnih plošč in sferičnih matic (slika 27).

Slika 26 • **Kljun za narivanje.**



Slika 27 • **Vlečni votli hidravlični cilindri z vijaki Freyssibar.**

4.1.5 Vlečni trn

Vlečni trn je jekleni element za prenos sil iz vlečnih palic v prekladno konstrukcijo, ki se vpne skozi ojačane odprtine v spodnji in zgornji plošči prečnega prereza na koncu posamezne kampade. Na spodnji strani sega trn s prekladne konstrukcije (slika 28), na razdalji 20 cm od dna prekladne konstrukcije pa ima luknje za pritrjevanje dveh vlečnih vijakov Freyssibar. Na viaduktu Sejanca sta se uporabljala 2 vlečna trna za vlečenje s 4 vijaki.

4.1.6 Drsne plošče

Drsne plošče med prekladno konstrukcijo, začasnimi ležišči in delavnico za narivanje so ključnega pomena za uspešno izvedbo narivanja/vlečenja. Uporabljale so se lesene vezane opažne plošče debeline 9 mm na delavnici za narivanje in armirane elastomerne podložne plošče debeline 13 mm, ki so na eni strani prevlečene z 1,5 mm debelo ploščo PTFE (teflon) (slika 29). PTFE-površina se namaže z mastjo, plošča pa se položi z namazano PTFE-stranjo na začasna drsna ležišča. Guma na zgornji strani podložne plošče poskrbi za dober oprijem na dnu prekladne konstrukcije. Med vlečenjem preklade se krožno izmenično podlaga plošče na začasna ležišča. Z ustrezno frekvenco podlaganja je treba zagotoviti konstantno podloženost prekladne konstrukcije. Sproti in po potrebi se med postopkom narivanja plošče dodatno mažejo z mastjo.

4.1.7 Začasna ležišča in bočna vodila

Za potrebe vlečenja viadukta se na podporah/stebrih preko stalnih ležiščnih blokov izdelajo začasni ležiščni AB-bloki. Skladno s PZI je treba dosledno upoštevati podane višinske kote prednjega in zadnjega roba začasnih ležiščnih blokov, saj ti določajo višinsko linijo potovanja prekladne konstrukcije preko podpor v fazi narivanja. Preko ustrezno izvedenih začasnih ležiščnih blazin AB se položi elastomerna podloga debeline 2 cm, nanjo pa se položi začasno jekleno drsno ležišče.

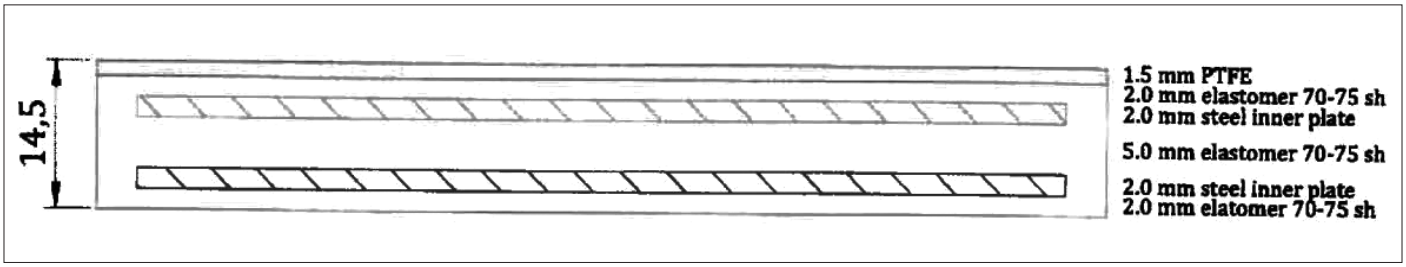
V fazi narivanja se prekladna konstrukcija drži v ustrezni vzdolžni smeri z začasnimi bočnimi vodili, ki imajo velik pomen zlasti pri prekladah z vodoravno krivino. V primeru viadukta Sejanca, ki se nariva v premi, so se jeklena bočna vodila pritrjevala na začasne ležiščne bloke (slika 30). Na izhodu iz delavnice za narivanje pa so bila izvedena betonska bočna vodila.

Slika 28 • **Dela vlečnih trnov, ki segata izpod spodnje plošče prekladne konstrukcije.**

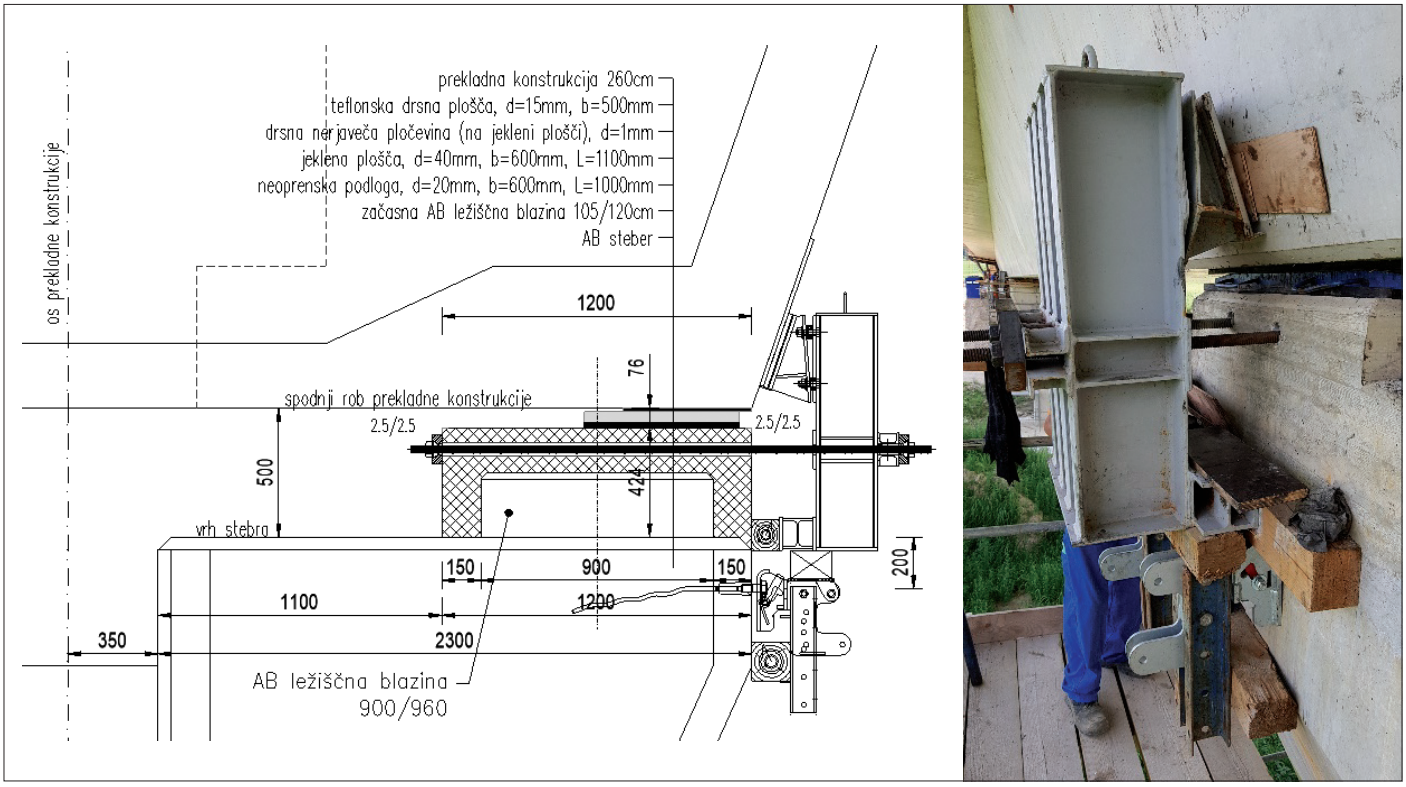
4.2 Potek izvedbe del

4.2.1 Takti

Zgornja konstrukcija objekta je kontinuirni nosilec preko 6 polj z razponom 26,0 + 3x35,0 + 32,0 + 29,0 m. Uporabljena je bila tehnologija vlečenja v 11 taktih dolžin 19,75 + 18,50 + 15,50 + 7x17,5 + 18,25 m. Narivanje se začne na predhodno pripravljeni spodnji



Slika 29 • **Prečni presek elastomerne drsne plošče.**



Slika 30 • **Prečni prerez začasnega ležiščnega bloka z bočnim vodilom.**

konstrukciji (delavnica za narivanje, opornik v osi 1, stebri v oseh 2 do 6 ter opornik v osi 7).

Tipični sedemdnevni takt je potekal v običajnem zaporedju:

- Ponedeljek: napenjanje kablov, spuščanje delavnice in narivanje. Dvig zunanjega opaža s hidravliko, čiščenje opaža in točno uravnavanje.
- Torek: polaganje armature spodnje plošče in stojin – sten.
- Sreda: betoniranje spodnje plošče in stojin sten. Strjevanje in negovanje betona.
- Četrtek: odmik notranjega opaža sten, montiranje opažnih miz za zgornjo ploščo. Polaganje armature zgornje plošče in konzol.
- Petek: polaganje armature zgornje plošče in konzol. Betoniranje voziščne (zgornje) plošče s konzolami, strjevanje in negovanje betona.
- Sobota, nedelja: strjevanje in negovanje betona.

Slika 31 • **Narivanje 2. takta.**

4.2.2 Narivanje – vlečenje

Vlečenje je potekalo z naslednjo opremo:

- 4 votli hidravlični cilindri (150 t/kos);
- 6 x vlečna jeklena vrv za prednapenjanje premera 15,7 mm in prečnega preseka 150 mm^2, sidrana v spodnjo ploščo 1. takta (izvlek 1. takta);
- posebne glave in zagozde za preprijemanje žice za prednapenjanje (izvlek 1. takta);
- 2–4 »vlečne« Freyssibar palice Ø50 (sestavljene iz palic dolžine 5,8 m – najdaljši sestavljeni vijak 4 x 5,8 m = 23,2 m)
- 2 x vlečni trn
- hidravlična črpalka (p_{max} = 700 bar).

Ker je naklon narivanja večji od koeficienta trenja med teflonskimi ploščami in začasnimi drsnimi ležišči, je treba preklado med narivanjem in v mirovanju varovati zaradi povratnega zdrsa, kar se pri povratnih hodih vlečnih cilindrov doseže z izmeničnim vračanjem le-teh. Prav tako se premik vlečnih trnov nazaj na naslednjo kampado izve izmenično – prvi trn se premešča, preklada pa je vpeta na drugem trnu. Ko se trn namesti na novi lokaciji, se ponovno zmontira vlečne vijake FB50 ter reakcijo prevzame na novi poziciji. Sledilo je premeščanje drugega trna.

TAKT	L [m]	ΣG [t]	Vlečni pritisk [bar]	Število vlečnih cilindrov	Vlečna sila [t]	F_{VLEP}/ΣG [%]	Koeficient lepenja [%]
Kjun	23,54	-	-	-	-	-	-
Takt 1	19,25	519	170	2	73	14,0%	10,6%
Takt 2	18,50	913	270	2	115	12,6%	9,2%
Takt 3	15,50	1244	380	2	162	13,1%	9,6%
Takt 4	17,50	1617	400	2	171	10,6%	7,1%
Takt 5	17,50	1990	450	2	192	9,7%	6,2%
Takt 6	17,50	2363	550	2	235	9,9%	6,5%
Takt 7	17,50	2736	350	3	224	8,2%	4,8%
Takt 8	17,50	3109	440	3	282	9,1%	5,6%
Takt 9	17,50	3482	480	3	308	8,8%	5,4%
Takt 10	17,50	3855	500	3	320	8,3%	4,9%
Takt 11	18,25	4243	600	3	385	9,1%	5,6%
				Povprečni koeficient lepenja:			**6,9%**

Preglednica 2 • **Vlečne sile in koeficienti lepenja po posameznih taktih.**

TAKT	L [m]	ΣG [t]	Vlečni pritisk [bar]	Število vlečnih cilindrov	Vlečna sila [t]	F_{VTR}/ΣG [%]	Koeficient trenja [%]
Kjun	23,54	-	-	-	-	-	-
Takt 1	19,25	519	100	2	43	8,2%	4,8%
Takt 2	18,50	913	130	2	56	6,1%	2,7%
Takt 3	15,50	1244	180	2	77	6,2%	2,8%
Takt 4	17,50	1617	210	2	90	5,5%	2,1%
Takt 5	17,50	1990	270	2	115	5,8%	2,4%
Takt 6	17,50	2363	300	2	128	5,4%	2,0%
Takt 7	17,50	2736	350	2	150	5,5%	2,0%
Takt 8	17,50	3109	360	2	154	4,9%	1,5%
Takt 9	17,50	3482	400	2	171	4,9%	1,5%
Takt 10	17,50	3855	450	2	192	5,0%	1,6%
Takt 11	18,25	4243	330	3	211	5,0%	1,6%
				Povprečni koeficient trenja:			**2,3%**

Preglednica 3 • **Vlečne sile in koeficienti trenja po posameznih taktih.**

4.2.3 Obremenitve med vlečenjem

Potrebna kapaciteta vlečenja je bila predhodno dimenzionirana glede na naklon narivanja in težo prekladne konstrukcije z upoštevanjem materialnih karakteristik kontaktnih površin in empiričnih podatkov o koeficientih trenja in lepenja pri predhodno izvedenih projektih. Med narivanjem so se beležili potrebni pritiski v hidravličnem sistemu, ki so bili potrebni za izvedbo vlečenja. Odločilni primer oziroma največja vlečna sila je potrebna na začetku posameznega vlečenja, ki se po prvem premiku (lepenje) postopoma zmanjšuje do končne vrednosti, ko premagujemo le še silo trenja in silo zaradi vzdolžnega naklona. Postopen prehod med maksimalno silo lepenja in silo trenja kaže na to, da potrebuje mast na drsnih stikih nekaj časa, da v polni meri opravi svojo drsno funkcijo, kar je gotovo tudi posledica tedenskega mirovanja med posameznimi narivanji. Največjo obremenitev za vlečno opremo predstavlja premik zadnjega takta iz delavnice za narivanje.

Dimenzioniranje kapacitet vlečne hidravlike je zaradi morebitnih nepredvidenih situacij običajno konservativno. Kot je razvidno iz preglednice 2, je bil dejanski koeficient lepenja pri začetnem premiku zadnjega takta precej nižje od konservativno ocenjenih 8 do 10 %, enako velja tudi za koeficient trenja (preglednica 3), ki smo ga konservativno ocenili na 3 do 4 %.

5 • ZAKLJUČKI

Zgodovina projektiranja in gradnje viadukta Sejanca je dolga že skoraj 20 let. V tem času so se menjali projektanti in izvajalci, preživeli smo krizo, ki jo je najbolj občutilo gradbeništvo s propadom večine izvajalskih podjetij, spreminjala se je zakonodaja.

Investitorju DARS, d. d., je z razpisom za dokončanje gradnje viadukta Sejanca (slika 32), objavljenem v letu 2018 z Izvajalcem Pomgrad, d. d., le uspelo zaključiti sago gradnje tega objekta, ki bo sestavni del glavne ceste G1-2 Hajdina–Ormož. Gradnja je potekala po metodi postopnega narivanja. Zaradi večjega vzdolžnega naklona narivanja navzgor je bila uporabljena tehnologija vlečenja z »neskončnim« vijakom, saj klasična dvižno-potisna metoda ni bila primerna. Metoda vlečenja se je pokazala za uspešno in primerno metodo, ki omogoča tudi hkratno varovanje zaradi povratnega zdrsa prekladne konstrukcije.

Pri projektiranju in gradnji je bilo treba rešiti zaplet zaradi premika železniškega tira v času rekonstrukcije železnice ter detajle pri vgradnji sidranih ležišč pri konstrukcijah, grajenih po tehnologiji narivanja.

Slika 32 • **Viadukt v fazi gradnje.**

6 • LITERATURA

Freyssinet Adria SI, d. o. o., TE – Prednapenjanje, 2018.

Freyssinet Adria SI, d. o. o., TE – Tehnologija narivanja prekladne konstrukcije na viaduktu Sejanca, 2018.

Pomgrad, d. d., Ponting, d. o. o., Freyssinet Adria SI, d. o. o., in DRI, d. o. o., foto arhiv, 2019.

Pomgrad, d. d.,TE – Delovni plato za izvedbo podpore 6, 2018.

Pomgrad, d. d.,TE – Izvedba pilotov, 2018.

Pomgrad, d. d.,TE – Opaži in delovni odri stebrov, 2018.

Pomgrad, d. d.,TE – Sanacija pilotne blazine opornika v osi 7, 2018.

Ponting, d. o. o., Viadukt Sejanca, Projektna dokumentacija faza IDP, PZI, Maribor 1999, 2008, 2019.

BENETKE IMAJO ŠTEVILNE TEŽAVE Z MOSTOM USTAVNOSTI

THE CITY OF VENICE IS FACING BIG TROUBLES WITH THE CONSTITUTION BRIDGE

Gorazd Humar, univ. dipl. inž. grad.
gorazd.humar@gmail.com
Šempeter pri Gorici

Strokovni članek
UDK 001.82:624.21.03(450Benetke)

Povzetek | V Benetkah je bil leta 2008 zgrajen nov most za pešce dolžine 94 m, ki ga je projektiral španski arhitekt Santiago Calatrava. Novi most je dobil ime Most ustavnosti (Il Ponte della Costituzione). Že kmalu po začetku gradnje so se začele pojavljati številne težave tako tehnične kot stroškovne narave. Od pogodbene cene 6,7 milijona evrov je končna cena narasla na 11,6 milijona evrov. Po odprtju mostu pa so se pojavili še veliki nepredvideni problemi in z njimi veliki stroški vzdrževanja in uporabe mostu. Močno se je podaljšal tudi rok izgradnje mostu. Most je še vedno predmet številnih polemik in tudi sodnih procesov. Ob tem se je pokazalo, da tudi mestna uprava Benetk kot naročnik ni dobro opravila svoje naloge. Projekt za izvedbo pa sploh ni imel opravljene resne revizije.

Ključne besede: Benetke, most za pešce, steklena površina, invalidski dostopi, Antonio da Ponte, Rialto

Summary | A footbridge designed by the Spanish architect Santiago Calatrava with the lenght of 94 m was built in 2008 in Venice. The new bridge is named Il Ponte della Costituzione (The Constitution Bridge). Soon after it was built first numerous troubles appeared, mainly of technical and cost nature. The contractual price raised from 6,7 million EUR to 11,6 million EUR. Several troubles appeared soon after the opening of the bridge related to high maintenance costs. In the same time the time schedule for execution of the bridge was extended. The bridge is still the subject of many public critics and court cases. At the same time it was recognised also that the investor The Municipality of Venice was not managing the construction process properly. Even the execution design did not pass a revision.

Key words: Venice, footbridge, glass surface, access for invalids, Antonio da Ponte, Rialto

1 • UVOD

Benetke so mesto mostov, vsaj 435 se jih da našteti v Benetkah. In med vsemi beneškimi mostovi kraljuje most Rialto, nepogrešljiva mestna ikona. Most Rialto, ki je bil zgrajen leta 1591, je bil več stoletij edini most, ki je prečkal največji mestni kanal Canal Grande. Ves ta čas je bil most z razponom 28 m tudi daleč največji v Benetkah. V 20. stoletju so Benetke dobile še dva mosta preko tega kanala, v začetku 21. stoletja pa je bil zgrajen četrti most, ki ga je projektiral španski arhitekt (in hkrati tudi gradbeni inženir, čeprav ga tako ne podpisujejo) Santiago Calatrava. Po navedbi medijev naj bi mestu že leta 1997 podaril načrt mostu in most naj bi po njegovem prvem predračunu stal dobre 3 milijone evrov.

Vsekakor je bil razlog za gradnjo novega in hkrati četrtega mostu čez Canal Grande utemeljen. Novi most naj bi povezal dve ključni prometni točki v mestu, ki pomenita izhodišče za obisk Benetk in njeno turistično promocijo (kot tudi eksploatacijo mesta). Ti točki sta beneška železniška postaja St. Lucija in avtobusno postajališče na Piazzale Roma. Med obema postajama ni bilo direktne povezave, kar je potnikom povzročalo velike težave, čeprav sta postaji lokacijsko precej blizu. Ločil ju je le široki Canal Grande brez ustrezne povezave.

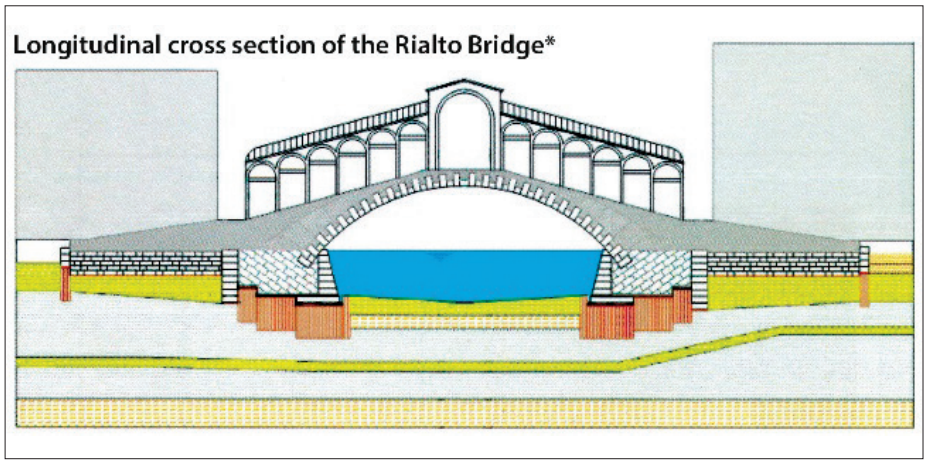
Prve težave s projektom in izvedbo so se pojavile že kmalu po začetku gradnje, saj so številni strokovnjaki kmalu izrazili velike pomisleke, vezane na stabilnost mostu. Podobno se je zgodilo tudi pri gradnji mostu Rialto, ko je arhitekt Scamozzi in rival graditelja in konstruktorja mostu Rialto Antonia

da Ponte dosegel enomesečno prekinitev del na temeljih mostu. V tem času je graditelju Antoniu da Ponteju uspelo mestno oblast z dožem na čelu prepričati, da bo most stabilen in da bo varno stal ter da ne bo ogrožal sosednjih stavb. In to se je tudi pokazalo. V dobrih 4 stoletjih uporabe mostu Rialto se na kamniti mostni konstrukciji ni pokazala nobena poškodba zaradi možnega pomika temeljev, ki bi nastal zaradi velikih horizontalnih sil, ki nastopajo pri ločnih konstrukcijah. In glej ga zlomka. Prav na tem izpitu horizontalnega pomika temeljev je padel novi most za pešce v Benetkah, grajen z najsodobnejšo tehnologijo. Jekleni lok novega mostu potiska temelje narazen in povzroča dodatne napetosti v jekleni konstrukciji. Za zdaj ta problem še nekako rešujejo s pomočjo hidravličnih cilindrov. In ali bo možno to početi nekaj stoletij, da se novi most po starosti vsaj približa mostu Rialto?

Videti je, da nas je zgodovina gradenj mostov še vedno premalo naučila. Tudi slovita imena padajo tam, kjer so stari mojstri postavili mostove, ki uspešno kljubujejo času.

Podatke, ki jih v nadaljevanju navajam, sem dobil na osnovi tekstov iz italijanskega tiska, strokovne literature in navedb nekaterih lokalnih strokovnjakov.

Slika 1 • **Most ustavnosti v Benetkah prečka Canal Grande, ki je glavna prometna žila Benetk. Zgrajen je bil leta 2008. (Foto: G. Humar).**



Slika 2 in 3 • **Most Rialto iz leta 1591 z razponom loka 28 m je temeljen na lesenih kolih. Po 6000 kolov so vgradili na vsaki strani Canala Grande vse do globine 9 m pod vodno gladino. (Foto: G. Humar).**

2 • MOST POSTANE PROBLEM ŽE NA ZAČETKU GRADNJE

2.1 Težave s projektom mostu

Kljub nasprotovanju številnih strokovnjakov, ki so podvomili o projektu mostu, kot ga je predlagal Calatrava, je investitor, občina Benetke, vseeno pridobil vsa potrebna soglasja za gradbeno dovoljenje vključno s soglasjem spomeniškega varstva. Do končne odločitve o gradnji je prišlo leta 2001. Po natečaju z zbiranjem ponudb v letu 2002 je posel dobila gradbena družba Cignoni, ki je že v letu 2003 takoj po podpisu gradbene pogodbe začela dela. Vendar je revident projekta kmalu ugotovil določene pomanjkljivosti izvedbenega projekta in zahteval projektantova pojasnila. Čas pa je neusmiljeno tekel. Tudi izvajalec je izrazil številne pomisleke o konstrukciji temeljev, v katere bi morali po načrtu vgraditi 5000 m^3 betona, po njegovem mnenju pa bi bilo treba vgraditi vsaj 10.000 m^3 betona.

Močno podcenjena naj bi bila tudi količina jekla v glavni nosilni konstrukciji. Povrh vsega pa naj most sploh ne bi bil stabilen. In tako se je zaradi vseh zapletov in pomislekov različnih strokovnjakov zavlekel rok gradnje od prvotno predvidenih enega leta in pol na šest let. Torej – rok gradnje se je podaljšal štirikratno. Po navedbah v italijanskih medijih naj bi za potrebne spremembe projekta mostu prosili projektantov biro v Švici, vendar odgovora naj ne bi bilo.

Izdelanih je bilo tudi več revizij projekta. Samo ena od njih je stala 450.000 evrov, kar je dodatno podražilo gradnjo, čakanje na rezultate revizije pa je še podaljšalo rok gradnje.

Jekleno konstrukcijo za glavni mostni ločni nosilec je izvajalec del sestavil v bližnjem kraju Mestre, jo naložil na ladjo in prepeljal do lokacije mostu na Canalu Grande. Največji kos jeklene konstrukcije je bil dolg celih 60 m in širok toliko, da je še lahko zlezel pod mostom Rialto, saj je bilo treba celotno konstrukcijo peljati vzdolž celega glavnega kanala, ki loči Benetke na dve polovici. 344 ton težko konstrukcijo so na plavajoči platformi vozili po Canalu Grande izključno ponoči, pri čemer je samo prevoz pod mostom Rialto trajal cele 4,5 ure. Zunanji robovi delov mostne konstrukcije so bili odmaknjeni od loka mostu Rialto le nekaj centimetrov, dno plavajoče platforme pa je segalo do 9 cm do dna kanala.

Slika 4 in 5 • **Jekleni lok z razponom 81 m ima pohodno površino v večjem delu pokrito s steklom. (Foto: G. Humar).**

2.2 Težave so nastale tudi z odprtjem mostu, stekli pa so kmalu tudi prvi sodni procesi

Kljub vsem zapletom je investitor le nekako dokončal prepotrebni most in predvideli so slovesno odprtje, ki naj bi se ga udeležil tudi predsednik države. Vendar so nepredvideni dogodki in težave prisilili župana Benetk, da je otvoritveno slovesnost odpovedal. Namesto tega so skoraj po tihem in z minimalno slovesnostjo 11. 9. 2008 ob polnoči most le predali v uporabo. Vendar zapletov v zvezi z mostom po odprtju še ni bilo konec. Nekateri novi zapleti pa so šele vzplamteli.

Zaradi močno povečane cene gradnje mostu vloži mestna uprava Benetk tožbo proti projektantu Calatravi za 3,8 milijona evrov. Tožba je zaradi suma korupcije vložena tudi proti trem članom mestne uprave, ki so sodelovali v investicijskem procesu gradnje mostu. Izvajalec del Cignoni pa je zaradi neplačanih del na mostu šel v stečaj. Sodišče je sicer

Calatravo oprostilo obtožb. Končni epilog sodnega pregona Calatrave na prvostopenjskem sodišču se je končal v letu 2019, ko je sodišče naložilo Calatravi plačilo odškodnine za povzročene dodatne stroške pri gradnji mostu v višini 78.000 evrov. Odškodnina se nanaša na stroške za povečanje dimenzij jeklenih cevi v glavni nosilni konstrukciji mostu in na stroške popravil steklenih stopnic, ki bi morale biti uporabne vsaj 20 let. V sodbi piše, da je projektant kriv makroskopske nemarnosti (izraz iz sodbe) pri pripravi projekta mostu. V nadaljevanju tekst sodbe govori še o tem, da so očitane nemarnosti pri projektu še toliko težje, ker gre za delo zelo znanega projektanta svetovnega slovesa s številnimi izkušnjami pri gradnji mostov.

Sodna kazen v višini 11.000 evrov je doletela tudi nekega občinskega inženirja zaradi koruptivnega dejanja pri obračunu del.

3 • NOVE IN DODATNE TEŽAVE NASTOPIJO Z UPORABO MOSTU

Prav kmalu, ko je stekel promet pešcev po mostu, so se Benetke spoprijele z novimi težavami na mostu. Te težave bi sicer morale biti predvidene že v fazi nastajanja projekta mostu, a so jih elegantno in zagotovo vede spretno preskočili. Vendar so z vso surovostjo udarile ven, ko so prvi pešci začeli uporabljati most. Te težave bi lahko strnili v več skupin.

3.1 Most je bil zgrajen s stekleno površino, ki je postala nevarno drsališče

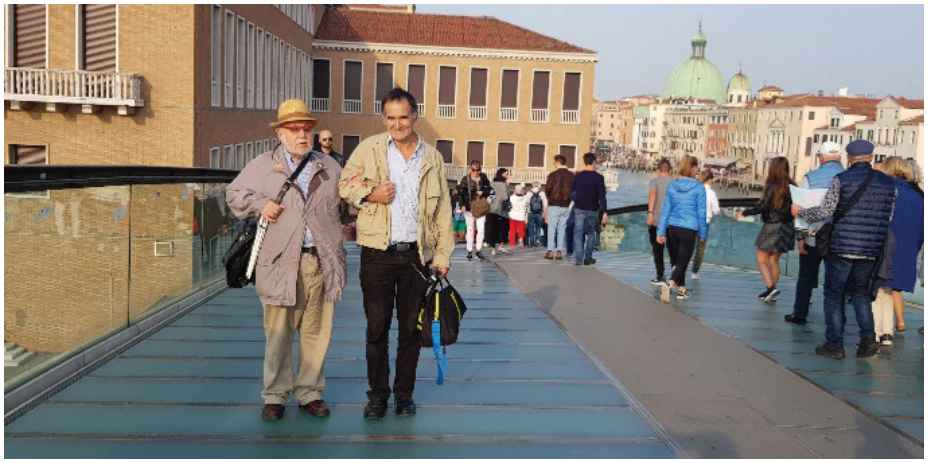
Projekt mostu je predvidel zasteklitev skoraj celotne pohodne površine mostu s prozornim steklom. Tako naj bi pešci med hojo lahkotno lebdeli nad gladino Canala Grande in uživali v pogledu na spodaj plavajoče ladje in gondole. Taka je seveda bila prvotna obrazložitev projekta mostu. Steklena prozorna površina je bila do neke mere uporabna kot pohodna površina le v suhem vremenu, v deževnih obdobjih pa se je zaradi poševno položenih steklenih plošč spremenila v nevarno drsališče. Posledica zmanjšanja trenja na gladki stekleni površini so bili številni padci, mnogi tudi s poškodbami. Poškodovani so nato tožili mestno upravo in samo v prvem letu uporabe se je teh zahtevkov nabralo za 800.000 evrov. Še huje je bilo ob zmrzali in sneženju, ki je k sreči v Benetkah redek pojav. Ob sneženju so zaradi neprehodnosti most enostavno zaprli za promet.

V javnosti so stekle takoj številne polemike o varnosti mostu in mestna uprava se je odločila, da trenje na steklenih površinah poveča s peskanjem stekla, ki napravi njegovo površino bolj hrapavo. Vendar ta poseg ni povsem odpravil nesreč z zdrsom.

Nekateri so zaradi številnih padcev pešcev z resnimi poškodbami pričeli ironično imenovati novi most z vzdevkom Novi most vzdihljajev, s čimer so aludirali na znameniti beneški Most vzdihljajev iz leta 1602, ki je vodil iz doževe palače v zapore.

3.2 Povečani horizontalni pomiki ločne konstrukcije

Zaradi izjemno plitkega loka, ki ga ima glavni mostni jekleni nosilec, so se zaradi velikih horizontalnih sil, ki jih povzroča lok, pojavili zaznavni horizontalni pomiki temeljev mostu. In prav ta težava je med vsemi težavami, ki spremljajo most, dominantna. Eksperti trdijo, da za zdaj povečane horizontalne pomike temeljev kompenzirajo z delovanjem horizontalnih hidravličnih cilindrov, ki delujejo na lok. In do kdaj bo to šlo tako? In kako je temeljenje loka v mehkih beneških tleh znal rešiti znameniti konstruktor mostu Rialto Antonio da Ponte? Njegov most ni nikoli imel podobnih težav. Se sodobno gradbeništvo iz njegovega primera ni znalo nič naučiti?



Slika 6 in 7 • **Stekleno površino so morali zaradi številnih zdrsov pešcev popeskati in zato steklo ni več prozorno. (Foto: G. Humar).**

Slika 8 in 9 • **Na mostu potekajo stalna popravila steklenih stopnic. Ob sneženju most preprosto zaprejo za promet. (Foto: G. Humar).**

3.3 Steklena površina prične pokati

Most leži med dvema zelo prometnima točkama Benetk, in ker gre dnevno čez most okoli 25.000 pešcev, v glavnem potnikov s prtljago, so se začele na zastekljenih površinah mostu pojavljati prve poškodbe stekla. Poškodbe so največ povzročali težji potovalni kovčki na koleščkih, ki so ob vlečenju udarjali po stopnicah, saj projekt mostu ni predvidel nobene ustrezne rampe za vleko kovčkov. In stroški zamenjave stopnic so začeli naraščati. Nekaj stopnic so namesto s steklom obložili s kamnitimi ploščami iz trahita.

Dodatno zmedo je povzročila še neustrezna nočna osvetlitev stopnic, ki je zmedla pešce, saj niso več jasno videli robov stopnic in so se pričeli brcati ob stopnice. Zaradi tega so morali osvetljavo popraviti in omejiti njene svetlobne učinke. S tem so bile tudi zaključene pravljice o svetlobnem čudežu nad Canalom Grande, s katerimi so se kitili predstavitveni projekti mostu.

3.4 Most je arhitektonska ovira za invalide

Kar naenkrat pa so v Benetkah ugotovili, da je novi most resna arhitektonska ovira za invalide (prej verjetno o tem niso hoteli slišati). Zaradi številnih stopnic spreminjajoče se višine čez most ni možno peljati invalidskega vozička. Povozna gladka klančina čez most pa ni bila predvidena niti ne zgrajena. Zadeva je takoj dobila dimenzijo škandala. Mestna uprava je zaradi pritiska javnosti notorično iskala rešitev, ki jo je našla v pomični kabini za invalide, ki naj bi tekla po dodatno pritrjenih vodilih vzdolž zunanjega roba mostu. Calatrava se je menda najprej odločno uprl taki rešitvi, nato pa popustil.

Tehnična rešitev kabinskega prevoza sestoji iz kabine, ki po koleščkih teče vzdolž zunanjega roba mostu. V ta namen so morali na jekleno konstrukcijo mostu namestiti vzdolžno vodilo, po katerem je drsela kabina. Vendar je morala kabina do vzdolžnega vodila priti z dvigalom od tal in tako so na obeh bregovih kanala namestili še dve dvigali. In postopek potovanja invalidov je postal zelo kompliciran in zamuden. Za pot čez most z invalidskim vozičkom so potrebovali 17 minut, kar je bilo odločno preveč. Povrh tega je zaradi steklene kupole kabine v njej v sončnih dnevih nastala neznosna vročina.

In kabinski pomični sistem, ki je stal 1,8 milijona evrov, je takoj postal neuporaben, njegovo delovanje pa so zato opustili. Kabina sedaj stoji ob mostu in čaka na demontažo, vendar si tega zaradi visokih stroškov postavitve ne upa nihče storiti.

Slika 10 • **Kabina za prevoz invalidov ne deluje več. Proč so vrgli 1,8 milijona evrov, toliko je namreč stala. (Foto: G. Humar).**

4 • SKLEP

Iz primera Mostu ustavnosti v Benetkah se lahko marsikaj naučimo. Beneška mestna uprava se je iz napak vedno učila z zamudo in ko je bilo že prepozno. Predvsem je treba omeniti pomanjkanje resne revizije projekta, ki bi morala opozoriti na vse težave, ki bi lahko pozneje nastale. Največ kopij se je lomilo na tehnični ustreznosti oz. neustreznosti ločne jeklene konstrukcije in na izbrano rešitev temeljenja ob pričakovanih velikih horizontalnih silah v njih. Vprašljiva je vsekakor tudi uvedba gladke steklene površine na mostu brez ustreznega dokaza o zadostnem trenju pri hoji čez most. S podobnim problemom smo se pri nas v Sloveniji že srečali v primeru enega od ljubljanskih mostov. Da o tem, da na mostu ni nobene klančine za prevoz potovalnih kovčkov, posebej pa še klančin za prevoz invalidov, niti ne govorimo. Ta napaka je naročnika mostu stala zelo drago (1,8 milijona evrov), na koncu pa se je prav ta rešitev pokazala za neuporabno in ves denar je bil vržen stran.

Očitno je mestna uprava zadostila vsem konstrukcijskim muham svetovno znanega arhitekta (Archistar tudi poimenovan) in pri tem trdo nasedla posledicam takih nepremišljenih rešitev. Ali je bila vmes tudi korupcija, je težko reči kljub številnim sodnim postopkom, ki so tekli proti trem članom in strokovnjakom mestne uprave. Vendar je dejstvo, da je projektant mostu vse svoje rešitve dosegal s soglasjem mestne uprave.

In stari mojster Antonio da Ponte, konstruktor mostu Rialto, ki nikoli ni uporabljal računalnika, ampak le svojo glavo, se je nekje med valovi Canala Grande nad težavami z Mostom ustavnosti zagotovo globoko zamislil.

Pričujoči prispevek o Mostu ustavnosti v Benetkah namenjam polemiki, ki se je predvsem v drugi polovici leta 2019 (in ne samo takrat) vnela o pooblastilih arhitektov in nepooblastilih gradbenih inženirjev pri vodenju projektov. Zgodba o Mostu ustavnosti je več kot poučna in nam veliko pove o tem, da arhitektonska merila niso edina zveličavna merila pri projektiranju in izgradnji zahtevnega mostu, ki ni samo arhitektonski, ampak hkrati tudi in predvsem inženirski projekt. Izkušnje z Mostom ustavnosti nam več kot zgovorno potrjujejo potrebo o vsestranskem in ne enostranskem pristopu k stvaritvi mostov v zahtevnem okolju. Da o nujnosti revizije projektov za kompleksnejše arhitektonske in inženirske objekte niti ne govorim.

PRIPRAVLJALNI SEMINARJI IN IZPITNI ROKI ZA STROKOVNE IZPITE ZA GRADBENO STROKO V LETU 2020

SEMINAR	IZPIT
10. - 12. 2. 2020	24. 3. in 25. 3. (po potrebi še 26.)
20. - 22. 4. 2020	26. 5. in 27. 5. (po potrebi še 28.)
5. - 7. 10. 2020	24. 11. in 25. 11. (po potrebi še 26.)

A. PRIPRAVLJALNI SEMINARJI:

Seminarje organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Karlovška cesta 3, 1000 Ljubljana;**

Telefon: (01) 52-40-200; Fax: (01) 52-40-199;
e-naslov: gradb.zveza@siol.net; gradbeni.vestnik@siol.net.

Uradne ure:

od ponedeljka do četrtka od 09.00 do 14.00 ure; v petek ni uradnih ur za stranke.

Pripravljalni seminar bo za:

1. **Pooblaščene inženirje gradbene stroke** (to je za kandidate, ki imajo končano najmanj drugo bolonjsko stopnjo gradbeništva, oziroma univerzitetni diplomirani inženirji gradbeništva, ter za kandidate, ki izpolnjujejo pogoje po 58. členu Zakona o arhitekturni in inženirski dejavnosti).
2. **Vodje del za področje gradbene stroke** (to je za kandidate, ki izpolnjujejo pogoje izobrazbe iz gradbene stroke za izvajalce po 4. točki prve in druge alinee 14. člena Gradbenega zakona).

Predavanja bodo iz naslednjih predmetov izpitnega programa:

1. **Predpisi s področja graditve objektov, urejanja prostora, arhitekturne in inženirske dejavnosti, zborničnega sistema ter osnov varstva okolja in splošnega upravnega postopka**
2. **Investicijski procesi in vodenje projektov**
3. **Varstvo zdravja in življenja ljudi ter varstvo okolja pri graditvi objektov**
4. **Področni predpisi in standardizacija s področja graditve objektov**

Cena za udeležbo na seminarju in za literaturo znaša 623,22 EUR. V ceni so všteti tudi odmori za kavo (pogostitev s kavo, sadjem in pecivom). Kandidati lahko poslušajo tudi zgolj posamezna predavanja v okviru rednih seminarjev, cena za obisk posameznega predavanja je 89,10 EUR. V cenah je vključen DDV.

Kotizacijo za seminar je treba nakazati ob prijavi na poslovni račun ZDGITS: **SI56 0201 7001 5398 955.**

Prijavo je treba posredovati organizatorju (ZDGITS) na e-naslov gradb.zveza@siol.net najkasneje **7 dni pred začetkom** seminarja. Prijavni obrazec je objavljen na spletni strani ZDGITS (http://www.zveza-dgits.si). Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20).

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS), Jarška 10-B, 1000 Ljubljana.** Informacije o strokovnih izpitih in izpitnih programih je mogoče dobiti na spletni strani IZS (www.izs.si), po telefonu (01) 547-33-19 (uradne ure: ponedeljek, sreda, četrtek, petek od 10.00 do 12.00 ure; v torek od 14.00 do 16.00 ure) ali osebno na sedežu IZS (uradne ure: ponedeljek, sreda, četrtek, petek od 08.00 do 12.00 ure; v torek od 12.00 do 16.00 ure).

VSEBINA LETNIKA 68/2019

Članki – Papers

Božičnik, S., Uranjek, M., Štrukelj, A., Peruš, I., O PROBLEMATIKI BETONSKIH ŽELEZNIŠKIH PRAGOV V SLOVENIJI, ON THE ISSUES OF CONCRETE RAILWAY SLEEPERS IN SLOVENIA, oktober, stran 238.

Brilly, M., Bhattacharya, B., Solomatine, D., Jonoski, A., Popescu, I., Bernhofer, C., Lorenz, J., Bateman, A., Dogulu, N., SKUPNI MAGISTRSKI ŠTUDIJ ERASMUS MUNDUS ZA OBVLADOVANJE POPLAVNE OGROŽENOSTI (FLOODRISK), ERASMUS MUNDUS JOINT MASTER PROGRAMME ON FLOOD RISK MANAGEMENT (FLOODRISK), julij, stran 163.

Brunčič, A., Kuhta, M., ARMIRANOBETONSKI T-PREREZI: MODELIRANJE IN ANALIZA, REINFORCED CONCRETE T-SECTIONS: MODELLING AND ANALYSIS, december, stran 299.

Furman, M., Kuhta, M., POVEZLJIVOST BIM-MODELA IN CNC-STROJA NA PRIMERU LESENE OKVIRNOPANELNE MONTAŽNE HIŠE, BIM-MODEL CONNECTION WITH CNC-MACHINE IN CASE OF PREFABRICATED TIMBER PANEL HOUSE, maj, stran 120.

Humar, G., MOST, KI BI MORAL BITI SKORAJ NEVIDEN, A BRIDGE THAT SHOULD BE QUITE INVISIBLE, junij, stran 138.

Humar, G., BENETKE IMAJO ŠTEVILNE TEŽAVE Z MOSTOM USTAVNOSTI, THE CITY OF VENICE IS FACING BIG TROUBLES WITH THE CONSTITUTION BRIDGE, december, stran 320.

Istenič Starčič, A., Mikoš, M., DELOVNI MENTORJI ŠTUDENTOM UL FGG: POVEZOVALNI ČLEN MED AKADEMSKIM IN DELOVNIM OKOLJEM, WORKING MENTORS FOR UL FGG STUDENTS: A LINK BETWEEN ACADEMIC AND WORK ENVIRONMENT, april, stran 98.

Ivanšek, D., PRAKTIČNE IZKUŠNJE Z NAČRTOVANJEM IN GRADNJO PRVE TRAJNOSTNO OVREDNOTENE STAVBE V SLOVENIJI S PLATINASTIM DGNB-CERTIFIKATOM, PRACTICAL EXPERIENCES WITH DESIGN AND CONSTRUCTION OF FIRST SLOVENIAN DGNB PLATINUM CERTIFIED SUSTAINABLE BUILDING, maj, stran 128.

Jamšek, A., Dolšek, M., POTRESNA ANALIZA ARMIRANOBETONSKIH STAVB S POENOSTAVLJENIMI NELINEARNIMI MODELI, SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH SIMPLIFIED NONLINEAR MODELS, november, stran 268.

Jarc Simonič, M., Gostič, S., Žarnić, R., PREISKAVE STIKA MED OPEKO IN POLIMERI, ARMIRANIMI Z VLAKNI, RESEARCH OF BRICK AND FIBRE REINFORCED POLYMER JOINT, avgust, stran 174.

Juvanc, A., LJUBLJANSKE OBVOZNE AVTOCESTE NE ZMOREJO VEČ – NAČRTOVANJE IN PERSPEKTIVE, LJUBLJANA RING-MOTORWAYS REACHED THEIR CAPACITY LIMIT – PLANNING AND PERSPECTIVES, julij, stran 155.

Kegljevič Zagorc, L., TRAJNOSTNI RAZVOJ IN SPREMEMBE V GRADBENIŠTVU, SUSTAINABLE DEVELOPMENT AND CHANGES IN THE CONSTRUCTION, avgust, stran 195.

Krajnc, U., PODNEBNE SPREMEMBE IN POPLAVNA OGROŽENOST URBANIH OBMOČIJ Z LASTNIMI PADAVINSKIMI VODAMI, CLIMATE CHANGE AND URBAN PLUVIAL FLOODING RISK, maj, stran 110.

Kramer Stajnko, J., Petek, F., VLOGA SIL ZAŠČITE, REŠEVANJA IN POMOČI PRI OBVLADOVANJU POPLAVNE OGROŽENOSTI, THE ROLE OF PROTECTION, RESCUE AND RELIEF FORCES IN FLOOD RISK MANAGEMENT, september, stran 204.

Kravanja, S., Žula, T., OPTIMIZACIJA JEKLENEGA VISOKOTLAČNEGA CEVOVODA Z OJAČITVAMI, OPTIMIZATION OF A STEEL PIPE WITH STIFFENER RINGS FOR HIGH-PRESSURE PENSTOCK, oktober, stran 246.

Mikoš, M., ODPRTE DILEME NOVE GRADBENE ZAKONODAJE V SLOVENIJI, OPEN DILEMMAS OF THE NEW CONSTRUCTION LEGISLATION IN SLOVENIA, november, stran 258.

Pahulje, K., STANJE TRGA NEPREMIČNIN V SLOVENIJI: VZDRŽEVANJE VEČSTANOVANJSKIH STAVB IN IZZIVI OPRAVLJANJA UPRAVNIŠKIH STORITEV, SLOVENIAN REAL ESTATE MARKET: MAINTENANCE OF MULTI-DWELLING BUILDINGS AND MANAGEMENT CHALLENGES, september, stran 213.

Pečenko, R., DVOFAZNI TOPLOTNO-PIROLIZNI MODEL ZA DOLOČITEV OGLENENJA LESA, TWO-PHASE THERMO-PYROLYSIS MODEL TO DETERMINE CHARRING OF WOOD, januar, stran 13.

Rismal, M., AKTUALNI PROBLEMI UPRAVLJANJA VODA IN GOSPODARJENJA Z NJIMI V SLOVENIJI, TOPICAL PROBLEMS OF WATER RESOURCE MANAGEMENT IN SLOVENIA, junij, stran 140.

Rismal, M., ZAKAJ JE BLEJSKO JEZERO ŠE VEDNO EVTROFIČNO?, WHY THE LAKE OF BLED IS STILL IN EUTROPHIC STATE?, september, stran 226.

Rodošek, V., VPLIV STARANJA VOZNIKOV NA OBLIKOVANJE VARNE INFRASTRUKTURE, IMPACT OF OLDER ROAD USERS ON SAFE INFRASTRUCTURE DESIGN, februar, stran 36.

Rožič, D., Ruhitel, L., Likar, I., Valenko, T., PROJEKTIRANJE IN GRADNJA VIADUKTA SEJANCA, DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE VIADUCT SEJANCA, december, stran 308.

Ržek, L., REOLOŠKO OVREDNOTENJE ALTERNATIVNEGA POMLAJEVALCA, PRIDOBLJENEGA IZ ODPADNIH SNOVI, RHEOLOGICAL CHARACTERIZATION OF ALTERNATIVE REJUVENATOR PRODUCED FROM WASTE MATERIALS, april, stran 90.

Schnabl, S., TEMPERATURNO-VLAŽNOSTNA POŽARNA ANALIZA LESENIH PREČNIH PREREZOV Z UPOŠTEVANJEM OGLENENJA, TEMPERATURE-MOISTURE FIRE ANALYSIS OF TIMBER CROSS-SECTIONS EXPOSED TO FIRE, marec, stran 78.

Shakhvorostov, A., KONSTRUKCIJA NEBOTIČNIKA LAKHTA CENTER V SANKT PETERBURGU, RUSIJA, STRUCTURE OF THE SKYSCRAPER LAKHTA CENTER IN SAINT-PETERSBURG, RUSSIA, marec, stran 54.

Skrinar, M., ENOSTAVNI LINIJSKI KONČNI ELEMENT ZA ANALIZO UPOGIBA IN UKLONA RAZPOKANIH NOSILCEV Z LINEARNO SPREMINAJAJOČO SE ŠIRINO, SIMPLE 1D FINITE ELEMENT FOR BENDING AND BUCKLING ANALYSIS OF CRACKED BEAMS WITH LINEAR VARIATION OF WIDTH, februar, stran 43.

Troha, B., DKOM PREPREČUJE DARS, DA BI RAVNAL KOT DOBER GOSPODAR, DKOM PREVENTS DARS, TO ACT WITH DUE DILIGENCE, februar, stran 26.

Turk, I., Oman, M., Ljubetič, V., INOVATIVNE IN PRILAGOJENE REŠITVE OJAČITVE VIADUKTOV RAVBARKOMANDA MED LETOMA 2017 IN 2019, INNOVATIVE AND MODIFIED SOLUTIONS OF STRENGTHENING VIADUCTS RAVBARKOMANDA IN YEARS 2017-2019, januar, stran 6.

Vukelić, Ž., Šporin, J., Janc, B., DIMENZIONIRANJE GEOSONDE (IN TOPLOTNI VPLIVNI RADIJ) ZA POSTVITEV TOPLOTNEGA OGREVALNEGA SISTEMA S TOPLOTNO ČRPALKO

– PRIMER IZ ŠKOFJE LOKE, DESIGN OF BOREHOLE HEAT EXCHANGER (AND THERMAL IMPACT RADIUS) FOR THE APPLICATION OF HEATING SYSTEM WITH HEAT PUMP – CASE STUDY FROM ŠKOFJA LOKA, avgust, stran 186.

Žnidarič, A., Kreslin, M., Kalin, J., Anžlin, A., UPORABA SISTEMOV ZA TEHTANJE VOZIL MED VOŽNJO ZA DOLOČITEV REALNE KONSTRUKCIJSKE VARNOSTI MOSTOV, USING WEIGH-IN-MOTION SYSTEMS FOR OPTIMAL ASSESSMENT OF BRIDGES, december, stran 291.

Žula, T., Kravanja, S., Božičnik, S., OPTIMIZACIJA TRAJNOSTNEGA DOBIČKA, USTVARJENEGA PRI PROIZVODNJI NOSILCEV, OPTIMIZATION OF THE SUSTAINABILITY PROFIT GENERATED BY THE PRODUCTION OF BEAMS, november, stran 279.

Voščilo

Kryžanowski, A., Voščilo predsednika ZDGITS, december, stran 286.

In memoriam

Košir, M., Izr. prof. dr. Roman Kunič, univ. dipl. inž. grad. (1961-2019), september, stran 202.

Jubilej

Boris Pečenko, univ. dipl. inž. grad. – 80 let, januar, stran 3.
Duhovnik, J., Gorazd Humar, univ. dipl. inž. grad. – 70 let, julij, stran 154.
100 let Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani, oktober, stran 234.
Zavod za gradbeništvo Slovenije je praznoval 70 let delovanja, december, stran 287.

Nagrajeni gradbeniki

Fajfar, P., Zoisovo priznanja za prof. dr. Matjaža Dolška, december, stran 290.
Marjan Pipenbaher, univ. dipl. inž. grad. – Puhova nagrada za vrhunske dosežke na področju projektiranja mostov 2018, januar, stran 2.
Nagrada Jožefa Mraka 2019, junij, stran 136.

Svetovni gradbeni forum

Turk, Ž., Ljubljanska izjava, junij, stran 134.

Poročila s strokovnih srečanj

Juvan, S., 29. Mišičev vodarski dan 2018, marec, stran 86.
Može, P., Lopatič, J., 40. zborovanje SDGK, april, stran 106.
Ravnikar Turk, M., Svetličič, S., 19. Šukljetov dan Slovenskega geotehniškega društva, januar, stran 21.
Stergar, B., Trajnostni infrastrukturni razvoj Podravja, julij, stran 168.
Tibaut, A., SIBIM 2018 »Dobrodošla prihodnost«, marec, stran 88.

Pismo bralca

Meglič, S., Gradbeni odpadki pri rušenju FKKT UL, april, stran 108.

Novice iz DGIT

Okorn, E., Skupščina Zveze društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), julij, stran 170.
Preskar, J., Seminar in redna letna skupščina DGIT Novo mesto, junij, stran 151.
Rataj, M., Društvo gradbenih inženirjev in tehnikov Celje v zadnjem šestletnem obdobju, januar, stran 19.

Obvestila ZDGITS

Pripravljalni seminarji in izpitni roki za strokovne izpite za gradbeno stroko v letu 2019, januar, stran 24.
Pripravljalni seminarji in izpitni roki za strokovne izpite za gradbeno stroko v letu 2020, december, stran 326.
Zadnji pripravljalni seminar in izpitni rok za strokovne izpite v letu 2019, september, stran 232.

Vabilo ZDGITS

Redna skupščina ZDGITS, april, stran 106.

Vsebina letnika 68/2019

December, stran 327.

Navodila avtorjem za pripravo prispevkov

V vsaki številki, stran 2 ovitka.

Novi diplomanti

Okorn, E., januar, stran 3 ovitka; februar, stran 3 ovitka; marec, stran 3 ovitka; april, stran 3 ovitka; maj, stran 3 ovitka; junij, stran 3 ovitka; julij, stran 3 ovitka; avgust, stran 3 ovitka; september, stran 3 ovitka; oktober, stran 256 in stran 3 ovitka; november, stran 3 ovitka; december, stran 3 ovitka.

Koledar prireditev

Okorn, E., januar, stran 4 ovitka; februar, stran 4 ovitka; marec, stran 4 ovitka; april, stran 4 ovitka; maj, stran 4 ovitka; junij, stran 4 ovitka; julij, stran 4 ovitka; avgust, stran 4 ovitka; september, stran 4 ovitka; oktober, stran 4 ovitka; november, stran 4 ovitka; december, stran 4 ovitka.

Naslovnice

Bratina, S. Rušenje nekdanje stavbe FKKT UL v Ljubljani, januar.
Budja, B., Gradnja podzemnih etaž Centra Šumi v Ljubljani od zgoraj navzdol, oktober.
Gravitas, d.o.o., Armatura temelja hotela Atower v Ljubljani, julij.
Klemenčič, T., Logistični center LIDL v Arji vasi, marec.
Kranjec, M., Arhiv Slovenske železnice, Dela na nadgradnji odseka Rimske Toplice – Laško na železniški progi Zidani most –Šentilj – državna meja, september.
Markelj, V., Dvižni most v Gdansku, junij.
Marolt, M., Prenova železniške proge Pesnica-Šentilj, februar.
Modlic, Ž., Knauf Insulation Experience Center v Škofji Loki, maj.
Polak, G., Gradnja galerije Jelični vrh, november.
Ruhitel, L., Gradnja viadukta Sejanca, december.
Strmole, T., Varovalna konstrukcija zidov Cukrarne v Ljubljani, april.
Tomažin, M., 2TDK, Gradbišče dostopne ceste T4-T7 pod Tinjanom do trase drugega tira Divača-Koper, avgust.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJSKI PROGRAM GRADBENIŠTVO

Matevž Vertot, Mehanizem kontrole dostopa na avtocestnih priključkih in preveritev z mikrosimulacijskim modelom za izbran primer, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor asist. dr. Rok Marsetič; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=112947

Rok Igličar, Nadgradnja na B strani železniške postaje Postojna, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentorica asist. dr. Darja Šemrov; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=112948

III. STOPNJA – DOKTORSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Miha Konjar, Stanje in težnje razvoja rabe prostora v Sloveniji in primerjava z evropskimi državami, mentor prof. dr. Andrej Pogačnik, somentor dr. Marjan Ravbar; https://repozitorij.uni-lj.si/IzpisGradiva.php?id=113057

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO, PROMETNO INŽENIRSTVO IN ARHITEKTURO

II. STOPNJA – MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Tomislav Futač, Zasnova in statični izračun pet etažne kovinske poslovne stavbe, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Tomaž Žula; https://dk.um.si/IzpisGradiva.php?id=75420&lang=slv

Rubriko ureja • Eva Okorn, gradb.zveza@siol.net

KOLEDAR PRIREDITEV

17.-20.01.2020

ICCBM 2020 - 4th International Conference on Civil and Building Materials
Okinava, Japonska
http://iccbm.org/

10.-14.3.2020

7th International Conference "Civil Engineering – Science and Practice"
Kolašin, Črna gora
www.gnp.ucg.ac.me

7.-9.4.2020

S.ARCH 2020 — 7th International Conference on Architecture and Built Environment with AWARDs
Tokio, Japonska
www.s-arch.net/

15.-17.4.2020

CoMS 2020 - 2. mednarodna konferenca o gradbenih materialih za trajnostno prihodnost
Bled, Slovenija
www.zag.si/si/novice/vabilo-na-coms-2020

28.-29.4.2020

AMCONF 2020 - Advanced Materials for Construction
Manchester, Anglija
www.amconf.com/

11.-14.5.2020

14th Congress INTERPRAEVENT 2020
Bergen, Norveška
www.interpraevent.at/?tpl=termine.php&kategorie=1&id=187

12.-14.5.2020

2020 International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering
Perth, Avstralija
www.slopestability2020.com/

18.-21.5.2020

ICCUE 2020 - 7th International Conference on Civil and Urban Engineering
Dunaj, Avstrija
www.iccue.org/

9.-11.6.2020

BEYOND 2020 — World Sustainable Built Environment Conference
Göteborg, Švedska
https://beyond2020.se/

11.-13.6.2020

ICCSTE'20 - 5th International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering
Niagarski slapovi, Kanada
https://iccste.com/

15.-18.6.2020

Deep Mixing Conference 2020
Gdansk, Poljska
www.dfi.org/dfieventlp.asp?13330

16.-18.6.2020

"Structural Faults + Repair-2020" & "European Bridge Conference-2020"
Edinburg, Škotska
www.structuralfaultsandrepair.com/

22.-27.6.2020

EURO-MED-SEC-3 – 3rd European and Mediterranean Structural Engineering and Construction Conference
Limassol, Ciper
www.isec-society.org/EURO_MED_SEC_03/

28.-30.6.2020

ICSCER 2020 - 4th International Conference on Structure and Civil Engineering Research
Budimpešta, Madžarska
www.icscer.org/

7.-11.9.2020

6th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterisation
Budimpešta, Madžarska
www.isc6-budapest.com/

2.-6.11.2020

5th World Landslide Forum
Kjoto, Japonska
http://wlf5.iplhq.org/

Rubriko ureja • **Eva Okorn,** ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: **gradb.zveza@siol.net**