

Gradbeni vestnik • GLASILO ZVEZE DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE in MATIČNE SEKCIJE GRADBENIH INŽENIRJEV INŽENIRSKO ZBORNICE SLOVENIJE

UDK-UDC 05 : 625; ISSN 0017-2774
Ljubljana, julij 2008, letnik 57, str. 173-204

Izdajatelj:

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS), Leskoškova 9e, 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 Republike Slovenije, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani** in **Zavoda za gradbeništvo Slovenije**

Izdajateljski svet:

ZDGITS: **mag. Andrej Kerin**
prof. dr. Matjaž Mikoš
Jakob Presečnik
MSG IZS: **Gorazd Humar**
mag. Črtomir Remec
doc. dr. Branko Zadnik
FGG Ljubljana: **doc. dr. Marijan Žura**
FG Maribor: **Milan Kuhta**
ZAG: **prof. dr. Miha Tomaževič**

Glavni in odgovorni urednik:

prof. dr. Janez Duhovnik

Sodelavec pri MSG IZS:

Jan Kristjan Juteršek

Lektor:

Jan Grabnar

Lektorica angleških povzetkov:

Darja Okorn

Tajnica:

Anka Holobar

Oblikovalska zasnova:

Mateja Goršič

Tehnično urejanje, prelom in tisk:

Kočeviski tisk

Naklada:

3100 izvodov

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 števk. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 22,95 EUR; za študente in upokojene 9,18 EUR; za družbe, ustanove in samostojne podjetnike 169,79 EUR za en izvod revije; za naročnike iz tujine 80,00 EUR. V ceni je vstrel DDV.

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

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

- Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
- Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
- Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
- Besedilo mora biti izpisano z znaki velikosti 12 pik z dvojnimi presledkom med vrsticami.
- Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
- Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka v slovenščini (velike črke); naslov članka v angleščini (velike črke); oznako ali je članek strokoven ali znanstven; nazive, imena in priimke avtorjev ter njihove naslove; naslov POVZETEK in povzetek v slovenščini; naslov SUMMARY in povzetek 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 dodatki označeni še z A, B, C, itn.
- Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni.
- Slike, preglednice in fotografije morajo biti omenjene v besedilu prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Vse slike in fotografije v elektronski obliki (slike v običajnih vektorskih grafičnih formatih, fotografije v formatih .tif ali .jpg visoke ločljivosti) morajo biti v posebnih datotekah, običajne fotografije pa priložene.
- Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
- Kot decimalno ločilo je treba uporabiti vejico.
- Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki: (priimek prvega avtorja, leto objave). V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.
- V poglavju LITERATURA so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime prvega avtorja (lahko okrajšano), priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
- 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.
- Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD in v 8. točki določenih grafičnih formatih.

Uredništvo

Vsebina • Contents

Članki • Papers

stran **174**

doc. dr. Boris Lutar, univ. dipl. inž. grad.

PRIMERJAVA IZRAČUNANIH IN IZMERJENIH POMIKOV OBREMENILNEGA PREIZKUSA MOSTU ČEZ DRAVO NA PTUJU TER IZRAČUNANIH IN IDENTIFICIRANIH FREKVENC

COMPARISON OF CALCULATED AND MEASURED VERTICAL
DISPLACEMENTS OF THE LOAD TEST CARRIED OUT ON THE DRAVA RIVER
BRIDGE IN PTUJ, AS WELL AS COMPARISON OF CALCULATED AND
IDENTIFIED FREQUENCIES

stran **185**

Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.

prof. dr. Miran Saje, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Stanislav Srpčič, univ. dipl. inž. grad.

UKLONSKA NOSILNOST JEKLENIH STEBROV MED POŽAROM IN PRIMERJAVA Z EVROPSKIM STANDARDOM SIST EN 1993-1-2

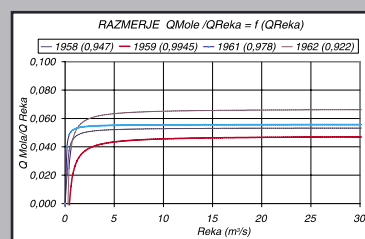
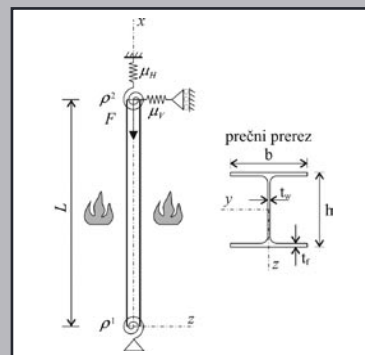
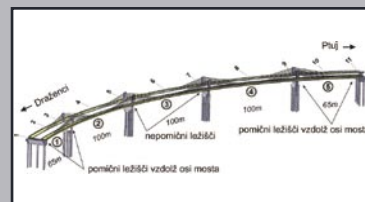
BUCKLING OF STEEL COLUMNS DUE TO FIRE CONDITIONS AND
COMPARISON WITH EUROPEAN STANDARD SIST EN 1993-1-2

stran **194**

prof. dr. Mitja Rismal, univ. dipl. inž. grad.

HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV?

HIDROLOGY IN THE FUNCTION OF SOLUTIONS?



Odmev

stran **200**

Odgovor avtorja M. Rismala na strokovne pripombe F. Maleinerja

Najava nove publikacije

stran **202**

Zgodovina cest na Slovenskem

Novica iz ZDGITS in MSG IZS

stran **203**

Sodelovanje z inženirji iz Furlanije in Julijske krajine

Novi diplomanti

stran **204**

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Koledar prireditev

J. K. Juteršek, univ. dipl. inž. grad.

Slika na naslovnici: Izkop kaverne v desni cevi predora Šentvid, foto David Rajšter, Elea iC

PRIMERJAVA IZRAČUNANIH IN IZMERJENIH POMIKOV OBREMENILNEGA PREIZKUSA MOSTU ČEZ DRAVO NA PTUJU TER IZRAČUNANIH IN IDENTIFICIRANIH FREKVENC

COMPARISON OF CALCULATED AND MEASURED VERTICAL DISPLACEMENTS OF THE LOAD TEST CARRIED OUT ON THE DRAVA RIVER BRIDGE IN PTUJ, AS WELL AS COMPARISON OF CALCULATED AND IDENTIFIED FREQUENCIES

doc. dr. Boris Lutar, univ. dipl. inž. grad.

Univerza v Mariboru, Fakulteta za gradbeništvo
Smetanova 17, 2000 Maribor

Strokovni članek

UDK: 624.21

Povzetek | Za novi most čez Dravo na Ptuj smo za potrebe obremenilne preizkušnje s programom COSMOSWorks 2007 izračunali pomike in jih primerjali z izračunanimi pomiki programa RM2004, ki jih je posredoval projektant mostu. Primerjave izračunanih vrednosti so pokazale primernost opisanega načina računskega modeliranja elastične podprtosti mostu in enakovrednost različnih računskih modelov mostu v obeh programih. Izračunali smo nekaj lastnih frekvenc, jih primerjali z izračunanimi po obeh programih ter z identificiranimi vrednostmi, ki smo jih dobili z analizo zapisov dinamičnega odziva mostu na vožnje tovornjaka čez most z različnimi hitrostmi. Navedli smo osnovne vzroke razlik med izračunanimi in identificiranimi vrednostmi lastnih frekvenc mostu in prikazali njihovo uporabnost kot oceno izračunanih in izmerjenih vrednosti, ki bi jih dobili z ambientnim vzbujanjem. V uvodu podajamo bistvene značilnosti mostov z nizko sidranimi zategami in s tem konstrukcijske zasnove navedenega mostu. Prikazane so dimenzije gradnikov mostu, upoštevane lastnosti gradiva v izračunih in računsko modeliranje elastične podprtosti mostu. V nadaljevanju smo podali primerjave in oceno prikazanih rezultatov.

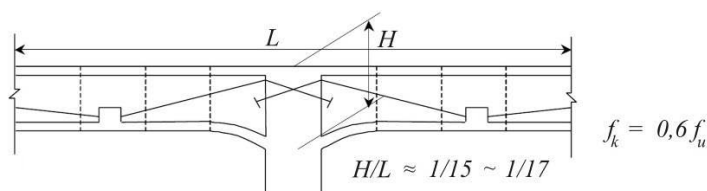
Summary | For the load test of the new Drava River Bridge in Ptuj, vertical displacements have been calculated by means of the COSMOSWorks software and compared with vertical displacements calculated with the aid of the RM2004 software and submitted by the bridge designer. The comparisons of calculated values have proven the adequacy of the described method of mathematical modelling of bridge elastic supporting, as well

as the equivalence of different mathematical models of the bridge considered by both softwares. Some natural frequencies have been calculated and compared with frequencies calculated by means of either software as well as with identified values obtained by the analysis of records of the dynamic response of the bridge to different velocities of a truck. The basic reasons of differences between calculated and identified values of bridge natural frequencies are indicated, and their applicability is shown as an estimation of both calculated and measured values which would be obtained by ambient vibration. In the introduction, essential characteristics of extradosed bridges and structural schemes of the mentioned bridge are stated. The dimensions of structural elements, the consideration of material properties in the calculations, and design modelling of elastic supporting are shown. In addition, the comparison and the evaluation of results are indicated.

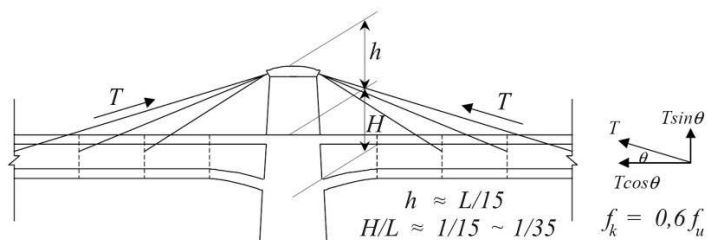
1 • UVOD

Za vrsto mostu, za katerega se v angleščini uporablja ime »extradosed bridge«, uporablja-

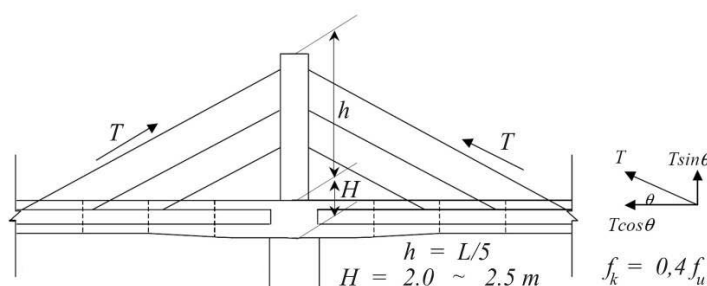
mo v prispevku ime »most z nizko sidranimi zategami«. Gre za konstrukcije mostov, ki so



Gredni mostovi z zunanjimi kabli za prednapenjanje



Mostovi z nizko sidranimi zategami



Mostovi z zategami

križanci med mostovi s prednapeto gredno konstrukcijo in mostovi z zategami. Tak opis je ohlapen in dvomljiv, ker imajo mostovi z zategami in mostovi z nizko sidranimi zategami prednapeto gredno konstrukcijo, pilone in zatege. Bistvena razlika med obema vrstama je:

- v višini pilonov,
- v višini gredne konstrukcije in
- v funkciji zateg.

Višina pilonov pri mostovih z zategami znaša v povprečju med četrtino in petino razpona med stebri. Zatege so strmo priključene na gredno konstrukcijo, visoke med dvema in tremi metri, ki:

- je dovolj toga za raznos obtežbe,
- ima ob primerni podprtosti ustrezno upogibno in torzijsko odpornost,
- ni samonosilna.

Strmo priključene zatege zagotavljajo ustrezno podprtost gredne konstrukcije in prevzemajo, razen prometne obtežbe, še znaten del teže gredne konstrukcije, vnos tlačnih sil v gredno konstrukcijo mostu pa je majhen. Zaradi spreminjanja napetosti vsled prometne obtežbe v zategah je njihov faktor varnosti 2,5 (40 % natezne trdnosti zateg).

Piloni pri mostovih z nizko sidranimi zategami so v primerjavi s piloni pri mostovih z zategami znatno nižji in v povprečju visoki petnajstino razpona med stebri mostov. Skrajni meji priporočenih razponov teh mostov sta 100 m in 300 m. Višina gredne konstrukcije pri mostovih z nizko sidranimi zategami (kakor tudi pri prednapetih grednih mostovih z zunanjimi kabli za prednapenjanje ali brez njih) je funkcija razpona. Giblje se med (1/15) in (1/35) razpona. Je torej manjša kot pri običajnih grednih mostovih, toda večja kot pri mostovih z zategami. Pomembna razlika med mostovi z zategami in mostovi z nizko

Slika 1 • Primerjava osnovnih parametrov med grednimi mostovi, mostovi z nizko sidranimi zategami in mostovi z zategami (Mutsuyosha, 2004)

sidranimi zategami je v funkciji zateg. Te se zaradi nižjih pilonov priključijo na gredno konstrukcijo pod manjšimi koti in v gredno konstrukcijo vnašajo tlačne sile. Njihov delež prevzema navpične obremenitve je v primerjavi z mostovi z zategami majhen, ker pretežni del prevzame gredna konstrukcija. V bistvu se gredna konstrukcija v znatni meri obnaša kot samonosilni kontinuirni gredni nosilec. Ker se napetosti v zategah zaradi vpliva prometne obtežbe spreminjajo manj kot pri mostovih z zategami, se zanje upošteva faktor varnosti 1,67 (60 % natezne trdnosti zateg). Varnostni faktor je enak kot za notranje poševne kable prednapetih grednih mostov (čeprav gre dejansko za zatege) in je še vedno »nedorečena vrednost«. Glede na navedeno je očitno, da je odločilno merilo, v katero skupino med obema vrstama mostov z zategami nek most sodi (razen višine pilonov in višine gredne konstrukcije), delež prometne obtežbe, ki jo prevzamejo zatege. Znano je, da je največji pri mostovih z zategami.

Francoski inženir Jacques Mathivat je v članku (Mathivat, 1988) prvi opisal in podal koncept graditve mostov z nizko sidranimi zategami. Na Japonskem so zgradili večino takih mostov in kot prvega med njimi navedejo most Odawara Blue Way Bridge v mestu Kanagawa. Zgradili so ga leta 1994. Dolg je 268 m in ima tri polja. Razpon srednjega polja je 122 m. Piloni so visoki (10,5 m), višina škaflastega prereza nad stebri pa je 3,5 m (Mutsuyoshi, 2001). Obstajajo znani mostovi v Evropi – kot sta na primer:

- most Ganter v švicarskem kantonu Wallis (zgradili so ga leta 1980, ima štiri polja s povprečnimi razponi 128 m in največjim razponom 174 m),
- most Sunniberg v švicarskem kantonu Graubünden, ki ga je konstruiral švicarski inženir Christian Menn (dolg je 526 m, ima pet polj z razponi 59, 128, 140, 134 in 65 metrov ter štiri stebre, višina pilonov pa



Slika 2 • Pogled na Puhov most iz zraka

znaša približno 15 m ((Figi, 1997), (Gottemoeller, 2005), (Drinkwater, 2007)) –, ki so uvrščeni med mostove z zategami, čeprav po zasnovi in konstrukcijski rešitvi sodijo v skupino mostov z nizko sidranimi zategami. Zato se včasih poraja v strokovnih krogih dvom, če mostovi z nizko sidranimi zategami sploh obstajajo. Večina znanih konstruktorjev mostov meni, da so ti mostovi po zasnovi in obnašanju bližji grednim kot mostovom z zategami in da je treba za sprejem odločitve o smiselnosti graditve mostu na takšen način upoštevati zlasti ekonomske kriterije (če seveda ni drugih omejitev, ki tovrsten način gradnje zahtevajo).

Most čez reko Dravo na Ptuj, ki ga imenujejo Puhov most (slika 2), je zasnovan in zgrajen kot most z nizko sidranimi zategami. Izbor zasnove in konstrukcijske rešitve mostu so narekovali pogoji premostitve in posebnosti lokacije (Markelj, 2007). Projektant mostu Ponting, d. o. o., Maribor je zasnoval in izdelal projektno dokumentacijo mostu, ki je referenčni objekt v Sloveniji, in pri njem uporabil inovativen pristop in rešitve. Za most smo izdelali 3D-model v programu

SolidWorks 2007 in ga uporabili za izdelavo kontrolnih statičnih izračunov za potrebe obremenilne preizkušnje. Za preračune smo na modelu odstranili podrobnosti, ki bistveno ne vplivajo na rezultate preračuna, bi pa predstavljale velike ali celo nepremostljive ovire pri mreženju modela. Tako prilagojen model smo preračunali z modulom COSMOSWorks 2007 (modul programa SolidWorks 2007) za vse načrtovane postavitve obremenitve s tovrstniki pri obremenilnem preizkusu. Rezultate variant upoštevanih računskih modelov (oziroma njihovih posebnosti) smo primerjali z rezultati programa RM2004, ki jih izdelal projektant mostu in z rezultati meritev obremenilnega preizkusa. Izračunali smo tudi nekaj prvih lastnih vrednosti, jih primerjali z izračunanimi vrednostmi programa RM2004 (posredoval nam jih projektant mostu) in z identificiranimi vrednostmi frekvenc. Ugotovili smo jih iz spektrov signalov izmerjenih pomikov pri vožnjah naloženega tovrstnjaka z različnimi hitrostmi. V prispevku so zaradi obsega prikazani samo nekateri rezultati iz poročila o opravljeni obremenilni preizkušnji mostu (Štrukelj, 2007).

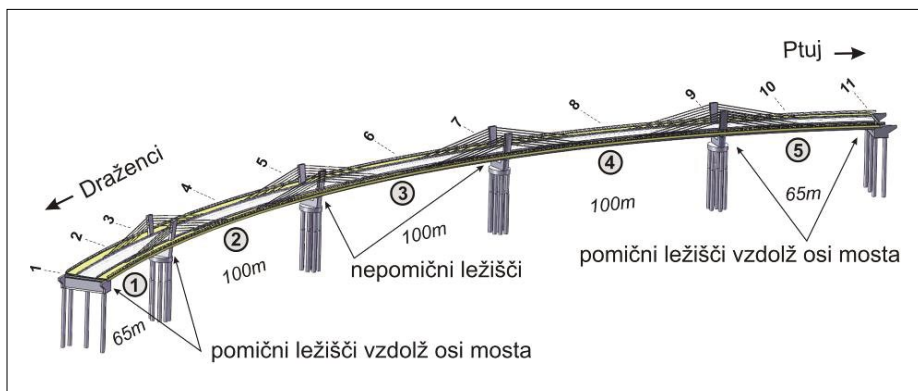
2 • OPIS KONSTRUKCIJE IN DIMENZIJE

Most čez Dravo na Ptuj (Puhov most) premošča Ptujsko jezero na mestu, kjer je široko 250 m in globoko 5 m. Dolžina mostu med dilatacijama na obrežnih opornikih je 433 m, njegova skupna širina je 18,70 m in kot celota tvori eno zavorno enoto. Polmer vodoravne zaokrožitve nivelete znaša 460 m, navpične pa 12.000 m. Gredna konstruk-

cija je prednapeta armiranobetonska škafatla trapeznega prereza in višine 2,70 m (slika 4). Most ima štiri stebre, od katerih so trije v jezeru, in pet polj. Razpon krajnih polj je 65 m, razpon vmesnih polj pa 100 m. Na stebrih in na opornikih so lončna ležišča. Razen podpor (stebrov) srednjega (tretjega) polja, ki prenašata vse vzdolžne horizontalne sile,

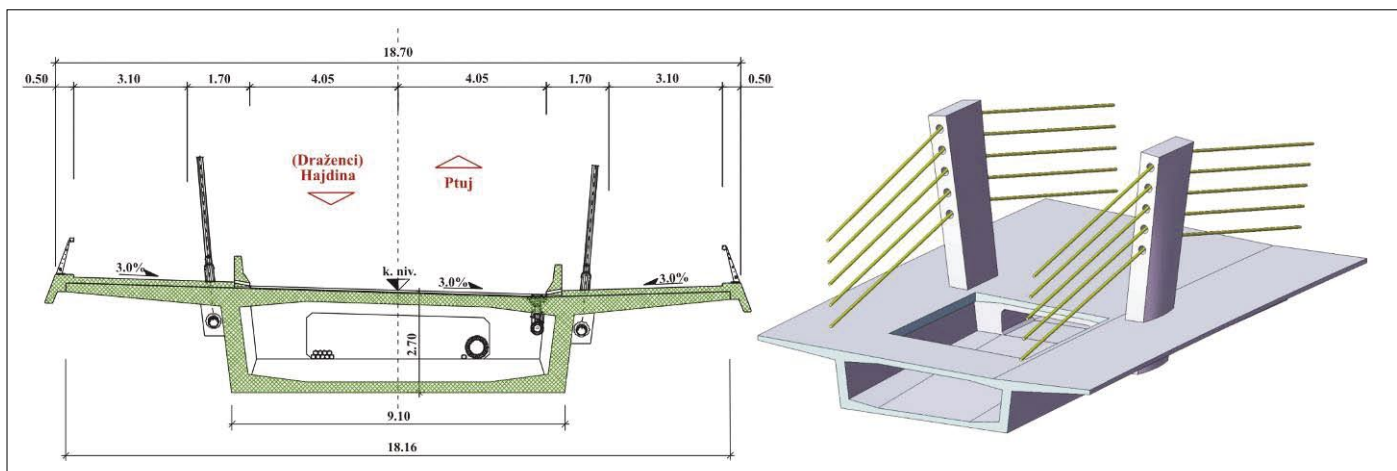
prenašajo vse podpore prečne horizontalne sile mostu (slika 3).

Most tvori zgornja konstrukcija (z gredno voziščno konstrukcijo, piloni in zategami) ter podporna konstrukcija (z obrežnima opornikoma in štirimi stebri). Stojini prereza gredne konstrukcije sta debeli 50 cm in se nad vmesno podporo odebelita na 80 cm. Debeline plošč (zgornje, spodnje in konzol) pa so od 22 cm do 50 cm. Konzoli sta armirani plošči, vpeti v stojino prereza, in se zvezno odebelita od 22 cm na prostem koncu do

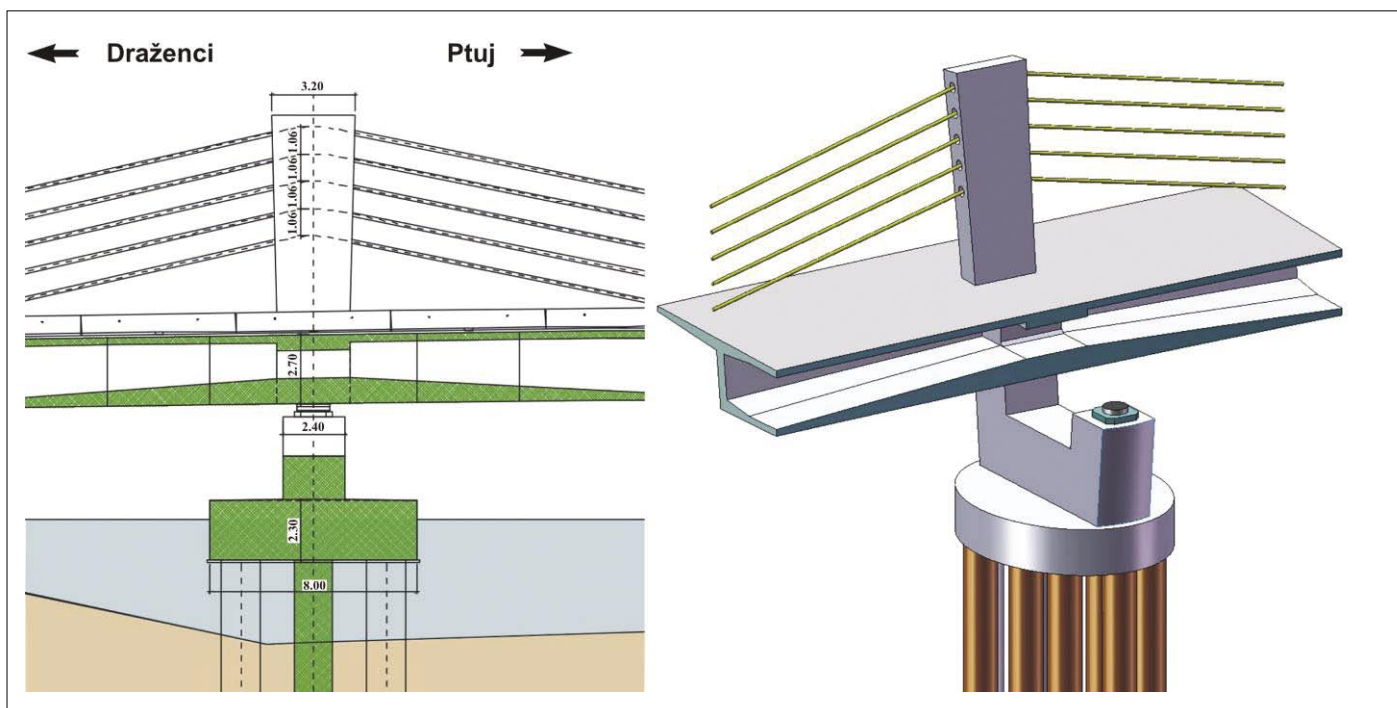


Slika 3 • Polja, osi, razponi in ležišča Puhovega mostu

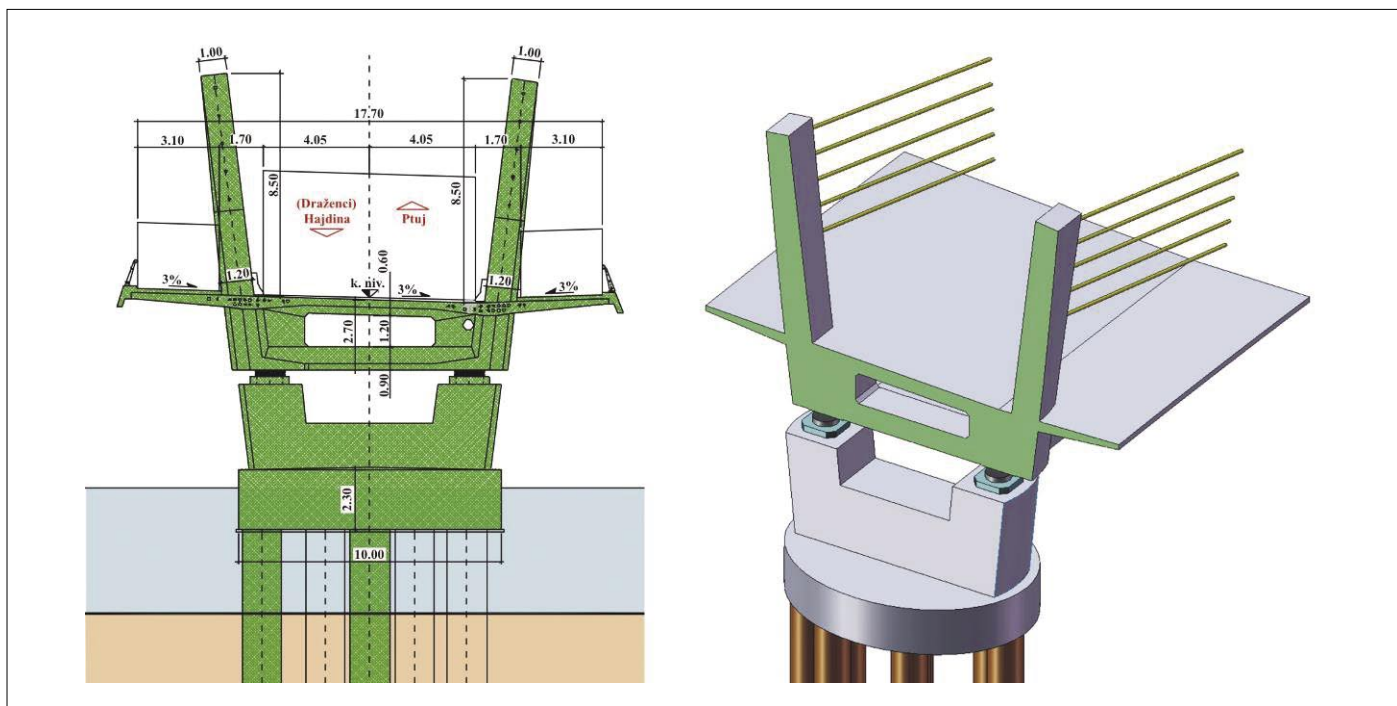
50 cm na mestu vpetja. Spodnja plošča se z zveznim prehodom na zadnjih dveh segmentih (dolžine 5 m) do stika s prečnikom nad podporo odebeli na 100 cm (sliki 4 in 5). Vse podpore (stebri in obrežna opornika) temeljijo na globokih pilotih (od 15 do 30 m) premera 150 cm. Oporniki imajo v oseh ležišč mostu tri pilote, globoke 15 m. Vmesne podpore imajo po 8 pilotov, ki so globoki od 25 do 30 m. Glede na ovalno obliko tlorisa pilotne blazine (debele 2,30 m, širine 8 m in dolžine 10 m) so nesimetrično razporejeni, ker so sile zaradi vodoravne zakrivljenosti mostu večje na notranjih lončnih ležiščih mostu. Nizki ste-



Slika 4 • Karakteristični prerez gredne konstrukcije z vidnim prečnikom ter aksonometrični prikaz dela s piloni, zategami in z izrezom plošče za vidnost prečnika nad podporo



Slika 5 • Vzdolžni prerez čez steber s prikazom spreminjanja debeline spodnje plošče, pilona z zategami, stebra s pilotno blazino in ležiščem ter delom pilotov



Slika 6 • Prečni prerez mostu čez pilona in steber z aksonometričnim prikazom prerezanega dela zgornje konstrukcije, stebra z ležišči in delom pilotov

bri (vmesne podpore mostu) so oblikovani skladno z gredno konstrukcijo in piloni mostu. So polnega prereza (debeli 2,4 m in široki 8 m ter visoki med 4 in 5 m) in vpeti v pilotno blazino ovalnega florisa tako, da je mesto vpetja vedno nad vodno gladino.

Nad vmesnimi podporami so pari kratkih pilonov višine 8,5 m, ki so nagnjeni navzven za sedem stopinj zaradi priključkov zateg na boka škatle gredne konstrukcije (sliki 5 in 6). So spremenljivega prereza (zunanji robovi so koincidenčni z robovi prečnikov, notranji pa z robovi stojin gredne konstrukcije) in navpično prednapeti s palicami dywidag. Na stiku s

ploščo prečnika, ki je debela 0,60 m (na spodnji strani prečnika je njena debelina 1 m), imajo prerez (1,20 x 2,80 m), na vrhu pa (1,00 x 3,20 m). Sile zateg prenesejo na prečnik, ta pa jih preko ležišč (od osi mostu sta oddaljeni 3,79 m) prenese na steber. Ker dolžine in velikost (prerez) zateg niso prevelike (ne zahtevajo uvedbo sidrišč na pilonih), je projektant izvedel prehod zateg skozi pilone s sedli, zatega pa sidral na bokih gredne konstrukcije. Zatega so enakega prereza in gredo skozi ploščo po jekleni opažni cevi do sidrišč. V vsak pilon je vgrajenih pet sedel (deviatorjev) zateg, ki jih tvorijo dve cevi (ena v drugi) s pol-

merom zakrivljenosti približno 4,6 m. Zunanja cev je vgrajena v pilon in ima ležišče za trn notranje cevi. Ta je dimenzioniran tako, da se v primeru pojava zelo velike sile v zategi, ki bi lahko poškodovala pilon, prestriže. V notranji cevi s trnom so iz pletenic zatega odstranjene zaščitne polietilenske cevi, pletenice pa zalite s posebno injekcijsko maso. Zatega tvori 31 pletenic (prerez pletenice znaša 150 mm²), pletenico pa sedem pocinkanih jeklenih žic. Na prostem delu (med pilonom in prehodom skozi ploščo gredne konstrukcije do sidrišč) so pletenice zatega v plastični zaščitni cevi premera 18 cm in zalite s cementno maso.

3 • RAČUNSKI MODEL ZA PROGRAM COSMOSWorks 2007 IN PRIMERJAVA Z RAČUNSKIM MODELOM ZA PROGRAM RM2004

V programu SolidWorks 2007 smo izdelali 3D-model Puhovega mostu s podrobnostmi (s sedli in sidrišči zateg, z ograjami in lončnimi ležišči ter podobno). Del modela smo uporabili tudi za izdelavo makete mostu (Lutar, 2008). Izdelane podrobnosti na modelu niso elementi, ki bi vplivali na nosilnost računskega modela za preračun s programom COSMOSWorks 2007 (modul programa SolidWorks 2007), so pa nepremostljiva ovira pri razdelitvi modela na parabolične piramidne elemente.

Navedena verzija programa ne omogoča istočasnega upoštevanja linijskih grednih elementov in teles. Nova verzija programa bo to omogočala.

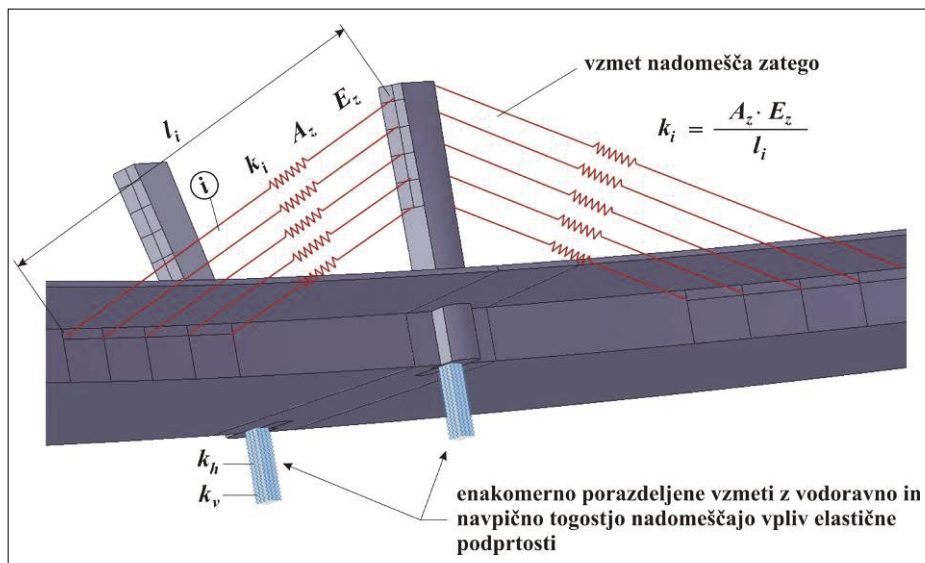
Zatega smo v računskem modelu nadomestili z vzmetmi, ki v prvi različici preračuna za statično obremenitev prevzamejo natezne in tlačne sile (tako so bile upoštevane tudi v preračunih po programu RM2004), v drugi pa samo natezne sile, kar ustreza dejanskemu obnašanju zateg. Tako smo lahko preverili

vpliv zateg na izračunane vrednosti pomikov. Razlog za to je bilo vedenje, da obtežba za obremenilno preizkušnjo ni merodajen obtežni primer in da vpliv prometne obtežbe na deformacije in notranje sile gradnikov mostu brez zateg ne presega 8 % deleža največjih vrednosti. To je dokazal projektant v statičnem izračunu mostu (Ponting, 2004–2007)), in to ustreza navedbam o lastnostih mostov z nizkimi zategami, ki smo jih podali v uvodnem poglavju. V zategah so dejansko vedno natezne sile. Največji vpliv na togost konstrukcije so zatega imelev fazi gradnje mostu, ker so z njimi aktivno uravnavali deformacije in napetosti v konzolni gredni konstrukciji. Po izgradnji gredne konstrukcije je konzolni kon-

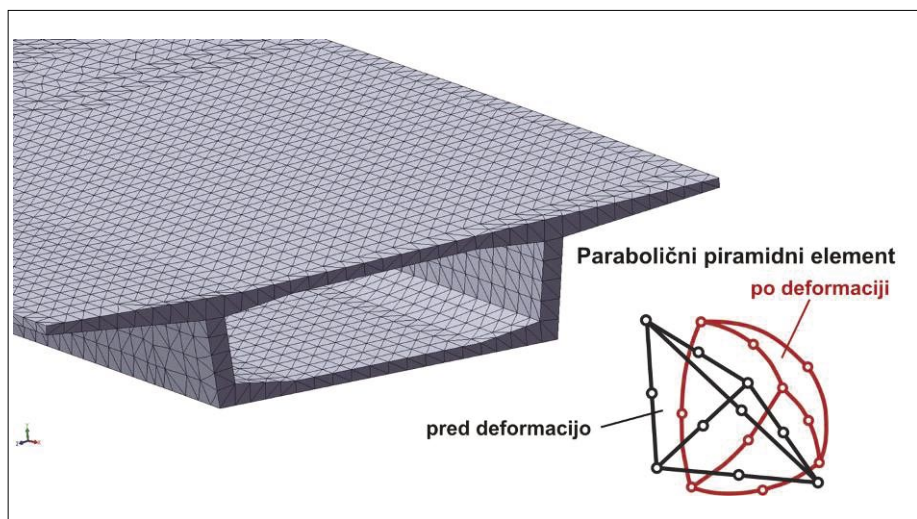
strukcijski sistem postal kontinuirni gredni sistem, s tem pa se je njihov vpliv na togost konstrukcije znatno zmanjšal. Za izračun togosti zateg smo upoštevali po podatkih projektanta prerez A_z ($31 \times 150 \text{ mm}^2 = 6,5 \text{ cm}^2$) in elastični modul E_z zateg ($1,95 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$), dolžine zateg l_i pa smo izmerili na modelu. Togosti smo izračunali po znani enačbi, ki je prikazana na sliki 7.

Ob upoštevanju razpoložljivega hitrega pomnilnika in pravila, da je treba na najtanjših delih modela imeti po mreženju vsaj dva elementa (slika 8) ter po uporabi kontrol mreženja (z njimi smo na področjih modela, kjer se deli znatno odebelijo, izbrali večje elemente), smo zaradi prevelikega števila elementov morali izpustiti podporno konstrukcijo. Menili smo, da lahko zaradi velike togosti opornikov in stebrov vpliv elastičnosti podporne konstrukcije zanemarimo. Rezultati, ki smo jih dobili in jih primerjali z rezultati projektanta, ki je uporabil program RM2004, so nas prepričali o nasprotnem. V njegovem računskem modelu so bili uporabljeni gredni elementi. Z njimi je opisal gredno konstrukcijo mostu, pilone, zatege, stebre s pilotno blazino in pilote. Vpliv zemljine je upošteval z moduli reakcije tal za različne sloje temeljnih tal z ustreznimi vzmetmi (slika 9). Uporabljen računski model je dobro zajel in opisal bistvene značilnosti konstrukcije in za njega ni mogoče reči, da gre za »enostaven model«.

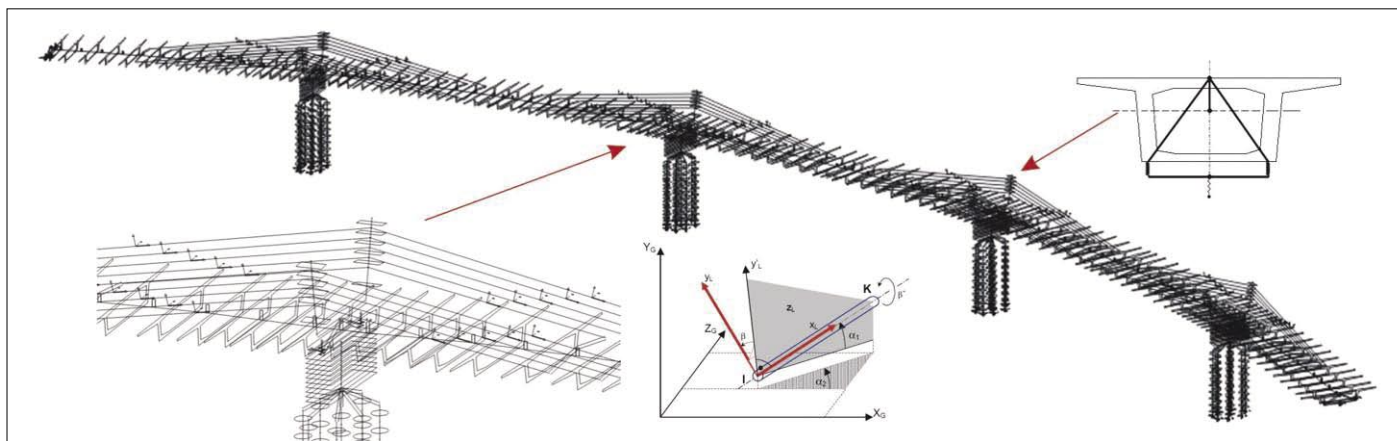
Za upoštevanje elastične podprtosti v računskem modelu za program COSMOSWorks 2007 smo vpliv pilotov nadomestili z enakomerno porazdeljenimi vodoravnimi in navpičnimi vzmetmi. Pripisali smo jih površinam lončnih ležišč na spodnji ploskvi izdelanega modela in upoštevali tudi vrsto lončnega ležišča (slika 7). Vsa lončna ležišča, razen lončnih ležišč na oseh tretjega polja, pre-



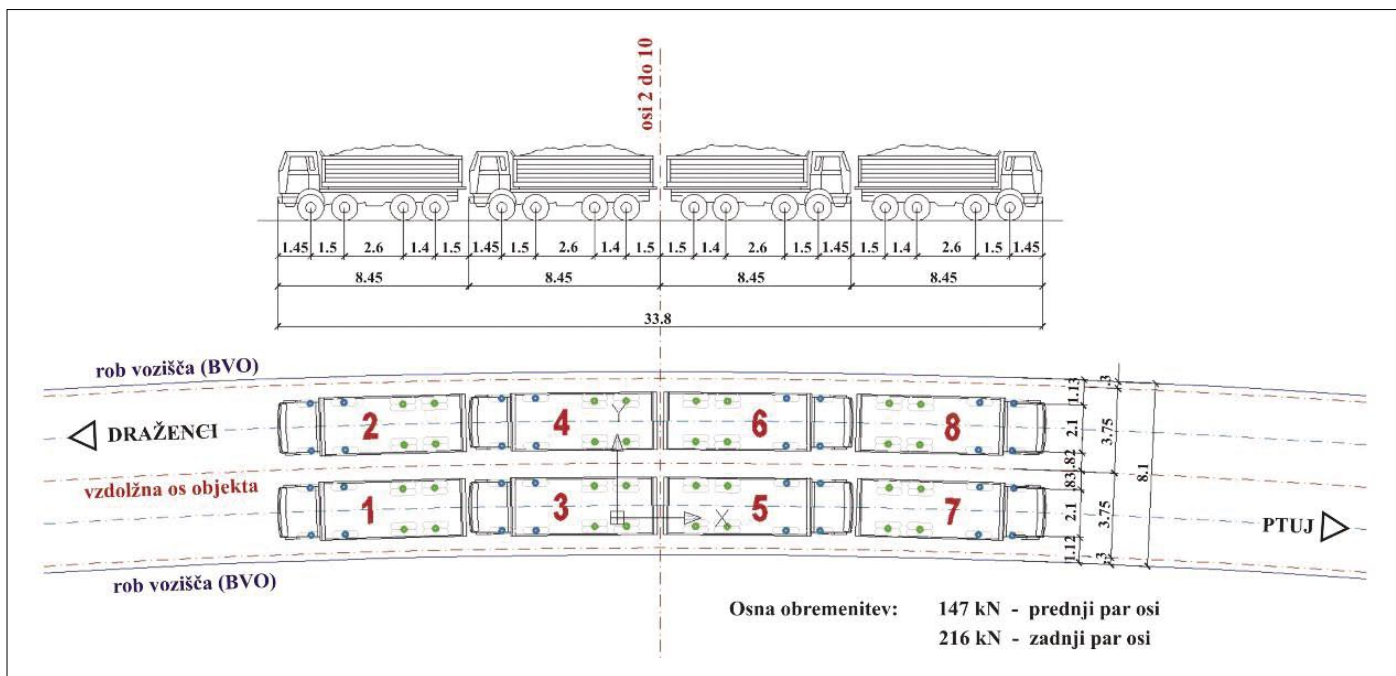
Slika 7 • Prikaz nadomestitve zateg in podporne konstrukcije za računski model v programu COSMOSWorks 2007



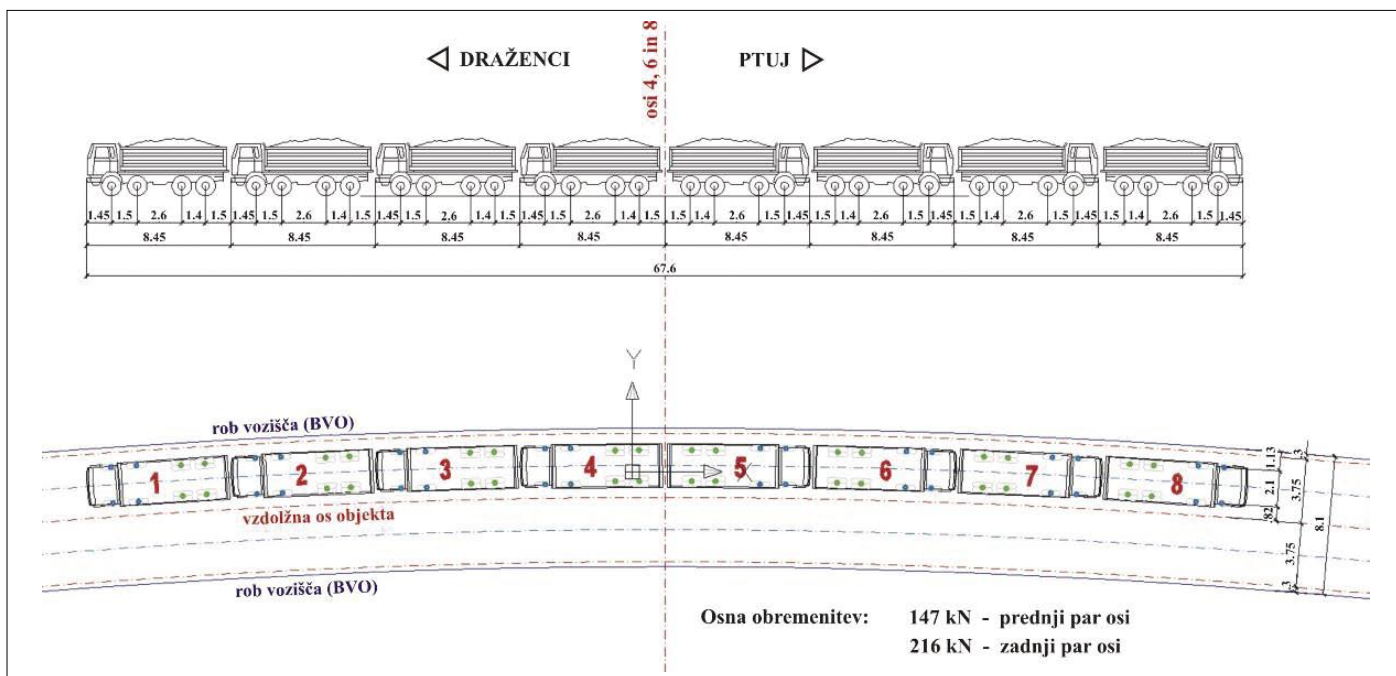
Slika 8 • Slika mreže elementov dela gredne konstrukcije v programu COSMOSWorks 2007 s prikazom paraboličnega piramidnega elementa



Slika 9 • Računski model mostu za program RM2004 s prikazom povečanega dela, lokalnim koordinatnim sistemom grednega elementa in modelom upoštevanja ekscentričnega priključka ter vzmeti za ležišča



Slika 10 • Shema centrične obremenitve z osnimi pritiski tovornjakov, ki jo je v izračunu upošteval projektant



Slika 11 • Shema ekscentrične obremenitve z osnimi pritiski tovornjakov, ki jo je v izračunu upošteval projektant

prečijo pomike v prečni smeri na os mostu, dopuščajo pa pomike v smeri osi mostu. Za oceno napake, ki jo storimo ob neupoštevanju deformacij stebra zaradi vpliva vodoravnih in navpičnih reakcij, smo uporabili izdelan model stebra s pilotno blazino. Vpliv pilotov smo nadomestili s porazdeljenimi vzmetmi na spodnji strani pilotne blazine in ugotovili, da so deformacije stebra majhne in da jih lahko

zanemarimo. Togosti vzmeti smo določili iz podatkov Geološko geotehničnega elaborata o pogojih temeljenja objekta, kjer je navedeno, da je navpična togost temeljne konstrukcije na mestu posameznega pilota 442 MN/m, vodoravna togost temeljne konstrukcije v ravnini temeljne blazine pa 260 MN/m. Za elastični modul smo v izračunu upoštevali vrednost $(3,57 \times 10^7 \text{ kN/m}^2)$, za Poissonov

količnik (0,20), za specifično težo betona pa 25 kN/m^3 .

S programom COSMOSWorks 2007 smo izvedli kontrolne statične preračune za obremenilno preizkušnjo mostu, projektant pa jih naredil s programom RM2004. V prispevku podajamo rezultate izračunov obeh programov samo za centrično in ekscentrično obremenjeno tretje polje. Shemi obeh vrst obre-

menitev z osnimi obremenitvami tovornjakov sta prikazani na slikah 10 in 11.

Za izračun lastnih vrednosti smo upoštevali po podatkih projektanta še težo krova 72 kN/m. V obeh programih so pri izračunu lastnih vrednosti upoštewane konsistentne masne matrike elementov, zatege pa kot elementi, ki prevzamejo nateg in tlak (ker jih v obeh programih drugače ni mogoče

upoštevati). Zato smo prikazali v nadaljevanju tudi izračunane vrednosti frekvenc v programu COSMOSWorks 2007, če zateg ne upoštevamo. Za presojo izračunanih lastnih vrednosti so pomembne mase v obeh programih. Celotna masa v programu RM2004 (z upoštevanjem krova, brez upoštevanja mase pilotov, pilotnih blazin in opornikov) znaša 17.840 ton. V programu COSMOSWorks 2007

nismo upoštevali mase stebrov in znaša celotna masa 17.308 ton. Upoštevana masa je za 3,1 % manjša od upoštewane mase v programu RM2004. Če k masi v programu COSMOSWorks 2007 prištejemo še maso stebrov, dobimo 18.099 ton, kar je za 1,45 % več od upoštewane mase v programu RM2004 (to je posledica razlik v geometriji med modeloma).

4 • PRIMERJAVA IZMERJENIH IN IZRAČUNANIH POMIKOV OBEH PROGRAMOV TER PRESOJA REZULTATOV

Pri obremenilnem preizkusu so bile opravljene geodetske meritve pomikov z elektronskimi tahimetri NIKON DTM 720 in NIKON MPL 362 z natančnostjo 0,30 mm. Zaradi ukrivljenosti mostu, velike razdalje in vpliva vodne gladine na meritve so bile v srednjem polju (polje 3) izvedene meritve pomikov z opremo GPS proizvajalca TOPCON in natančnostjo 0,2 mm. V poljih 1, 4 in 5 so bili pomiki dodatno izmerjeni z induktivnimi merilci. Na sliki 12 so prikazana mesta meritev, navedena v preglednicah 1 in 2.

Rezultati izračunanih pomikov obeh programov za pomike na sredini tretjega polja (os 6 v preglednicah 1 in 2) kažejo, da so večji od izmerjenih vrednosti. Razlogi so enaki, kot smo jih navedli pri utemeljitvi razlik izračunanih in identificiranih frekvenc v nadaljevanju. Za grobo oceno razlik upogibne in torzijske togosti računskih modelov v programih primerjamo rezultate, ko so bile v obeh upoštewane zatege, ki prevzamejo nateg in tlak.

Mersko mesto	Oznaka	Način meritve	Izmerjeno	RM2004	CW2007	CW*2007	CW**2007
OS-4	levo	GP-04-L	geod.	21.0	19.7	18.59	19.29
	desno	GP-04-D	geod.	10.2	19.4	17.18	17.80
OS-5	levo	GP-05-L	geod.	-1.4	-1.1	-0.07	0.06
	desno	GP-05-D	geod.	-1.2	-0.3	-0.39	-0.40
OS-6	levo	GP-06-L	GPS	-41.3	-58.0	-52.97	-51.89
	desno	GP-06-D	GPS	-31.3	-49.0	-46.03	-47.83
OS-7	levo	GP-07-L	geod.	-0.5	-1.0	-0.72	-0.72
	desno	GP-07-D	geod.	-0.8	-0.4	-0.02	-0.02
OS-8	levo	GP-08-L	geod.	14.1	20.2	18.73	19.46
		IND-08-L	indukt. mer.	13.8	20.0	18.34	19.04
	desno	GP-08-D	geod.	11.0	19.8	17.71	18.36
		IND-08-D	indukt. mer.	12.9	19.9	17.91	18.58

Legenda:

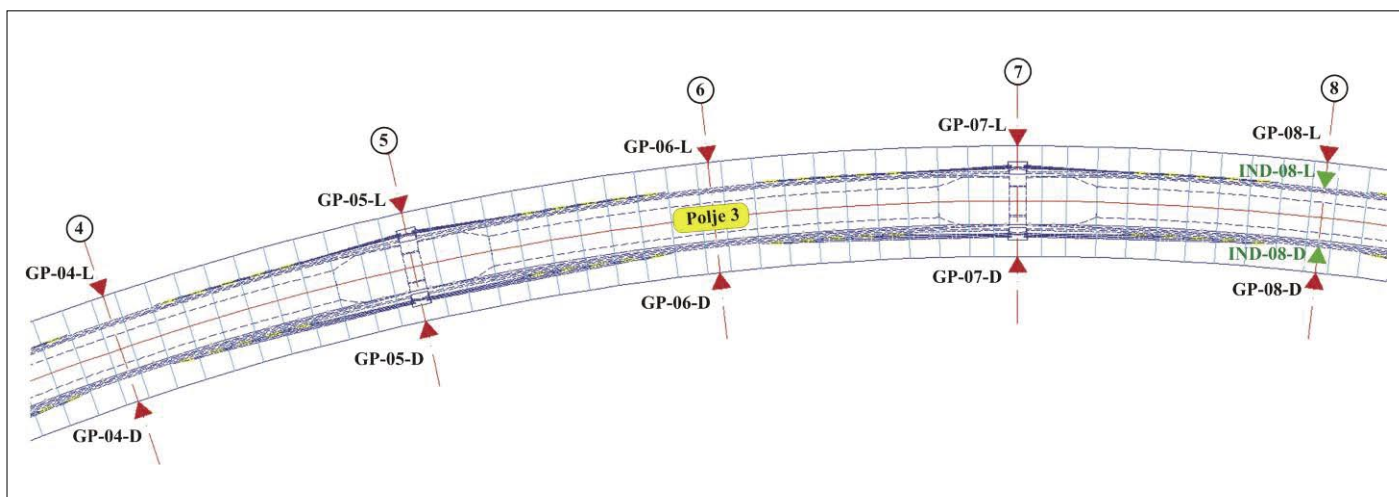
RM2004 - zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

CW2007 - zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

CW*2007 - zatege, ki prevzamejo samo nateg

CW**2007 - brez zateg

Preglednica 1 • Izmerjene in izračunane vrednosti pomikov (v milimetrih) ekscentrično obremenjenega tretjega polja



Slika 12 • Razporeditev merskih mest obremenilnega preizkusa mostu in osi

Primerjava srednje vrednosti pomikov na obeh robovih v osi 6 (uporabimo enačbo vzmeti in upoštevamo, da je obtežba v obeh programih enaka) pokaže, da je upogibna togost računskega modela v programu COSMOS-Works 2007 pri ekscentrični obremenitvi večja za 8 %, pri centrični obremenitvi pa za 5 % od upogibne togosti računskega modela v programu RM2004. Iz vrednosti pomikov robov v osi 6 pri ekscentrični obremenitvi vidimo, da je tudi torzijska togost računskega modela v programu COSMOSWorks 2007 večja, čeprav rezultati centrične obremenitve za os 6 v drugi preglednici tega ne kažejo. Vendar to potrjujejo rezultati izračunanih vrednosti za vse centrične in ekscentrične obremenitve mostu, ki so prikazani v poročilu o opravljeni obremenilni preizkušnji mostu (Štrukelj, 2007). Rezultati v programu RM2004 se nanašajo na vozlišča grednih linijskih elementov, ki so ekscentrično priključeni na os (običajno na nivoletu mostu) in jih je treba »ročno« preračunati za merska mesta obremenilnega preizkusa. V programu COSMOSWorks 2007 lahko uporabnik dobi rezultat v prerezu na poljubnem mestu ob vedenju, da se nanaša na najbližje vozlišče piramidnega elementa. Če so elementi primerno veliki, so vrednosti dokaj dobre.

Primerjava največjih izračunanih in izmerjenih pomikov v osi 6 pokaže za program RM2004, da so za ekscentrično obremenitev večji za 40 %, pri centrični obremenitvi pa za 16 %. Za program COSMOSWorks 2007 pa primerjava pokaže, da dobimo za ekscentrično obremeni-

Mersko mesto	Oznaka	Način meritve	Izmerjeno	RM2004	CW2007	CW [*] 2007	CW ^{**} 2007
OS-4	levo	GP-04-L	geod.	11.9	25.4	21.37	22.39
	desno	GP-04-D	geod.	15.3	25.4	19.29	20.64
OS-5	levo	GP-05-L	geod.	-0.8	-0.6	0.44	-0.22
	desno	GP-05-D	geod.	-0.3	-0.6	-0.92	-0.51
OS-6	levo	GP-06-L	GPS	-53.7	-62.4	-60.98	-62.02
	desno	GP-06-D	GPS	-50.0	-62.4	-57.61	-59.57
OS-7	levo	GP-07-L	geod.	-0.8	-0.7	-0.17	-0.22
	desno	GP-07-D	geod.	-0.9	-0.7	-0.57	-0.52
OS-8	levo	GP-08-L	geod.	17.0	25.4	21.50	22.37
		IND-08-L	indukt. mer.	16.5	25.4	20.92	21.77
	desno	GP-08-D	geod.	13.2	25.4	19.79	20.62
		IND-08-D	indukt. mer.	15.0	25.4	20.16	21.00

Legenda:

RM2004 - zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

CW2007 - zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

CW^{*}2007 - zatege, ki prevzamejo samo nateg

CW^{}2007** - brez zateg

Preglednica 2 • Izmerjene in izračunane vrednosti pomikov (v milimetrih) centrično obremenjenega tretjega polja

tev 28 % večje vrednosti, za centrično obremenitev pa 13 % večje vrednosti. Če primerjamo na enak način rezultate za računski model v programu COSMOSWorks 2007, pri katerem smo upoštevali zatege, ki prenašajo samo natezne sile, dobimo 25 % in 15 %. Primerjava med računskima modeloma programa COSMOSWorks 2007 z zategami, ki prevzemajo samo natezne sile, in med modelom brez zateg za ekscentrično obremenitev

pokaže, da so pomiki levega roba na osi 6 večji za 5 %, pri centrični obremenitvi pa za 6 %. Vrednosti kažeta, da vpliv zateg ni velik, kar je v statičnem računu dokazal projektant in kar je v skladu z lastnostmi takih mostov, ki smo jih podali v uvodu. Pri podanih ocenah je treba upoštevati navedeno natančnost izvedenih meritev in naš namen, da z grobo oceno podamo »inženirsko presojo« rezultatov obeh programov.

5 • PRIMERJAVA IDENTIFICIRANIH IN IZRAČUNANIH LASTNIH FREKVENC

S programom COSMOSWorks 2007 smo izračunali tudi lastne frekvence prikazane računskega modela mostu, ki so z izračunanimi po programu RM2004 in z identificiranimi vrednostmi prvih štirih oblik podane v tretji preglednici, v grafični obliki pa prikazane na sliki 13. Identificirane vrednosti prvih štirih lastnih frekvenc je na željo avtorja naredil z analizo zapisov dinamičnega odziva mostu na vožnje tovornjaka čez most pri različnih hitrostih (20, 40, 50, 60, 70 in 80 km/h) njegov sodelavec in kolega doc. dr. Andrej Štrukelj (slika 14).

V izmerjenih signalih in pripadajočih spektrih je močno prisoten vpliv vzbujanja z vožnjo vozila preko objekta, zato je lastne frekvence, ki so lastnost same konstrukcije,

iz teh signalov težje identificirati. Lastne frekvence običajno lažje identificiramo iz izmerjenih signalov pospeškov konstrukcije zaradi ambientalnega vzbujanja, kjer frekvenčne slike ne pokvarimo z vsiljenimi frekvencami. V spektrih takšnih signalov običajno dominantne lastne frekvence izrazito izstopajo. Višje frekvence pa so manj opazne, saj so v realnem nihanju konstrukcije, ki predstavlja linearno kombinacijo lastnih nihajnih oblik, njim pripadajoče nihajne

Oblika	Identificirano	RM2400	CW2007	CW ^{**} 2007
1	0.800	0.640	0.664	0.650
2	1.049	0.800	0.851	0.823
3	1.076	0.860	0.902	0.891
4	1.333	1.130	1.151	1.095
5	-	1.340	1.419	1.410
6	-	1.630	1.673	1.627

Legenda:

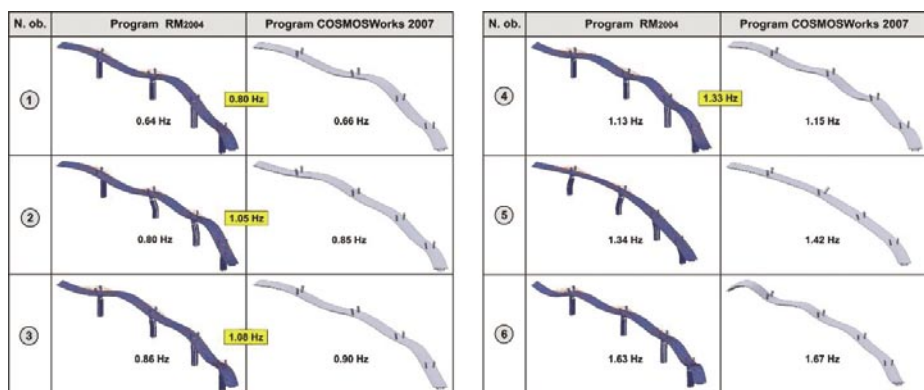
RM2004 zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

CW2007 zatege, ki prevzamejo tlak in nateg

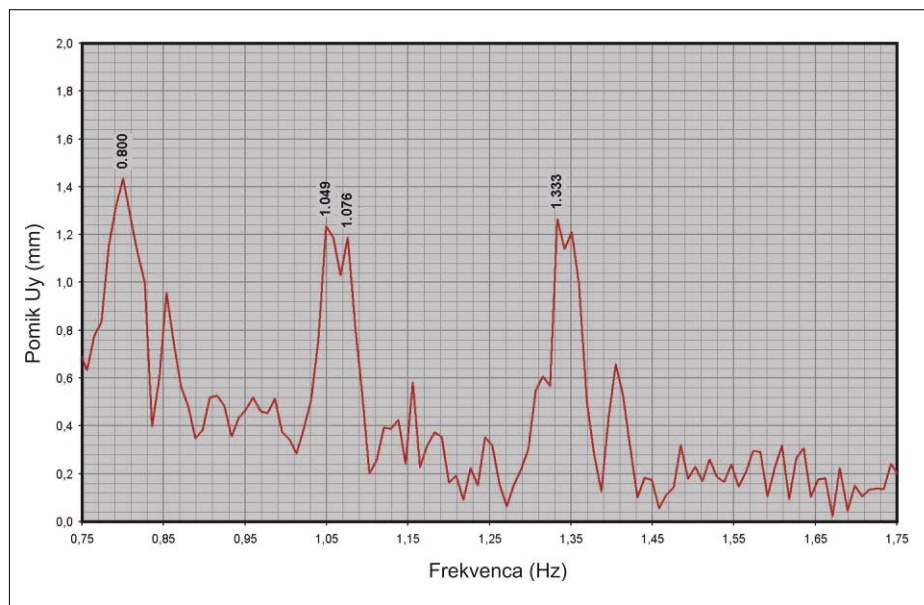
CW^{}2007** brez zateg

Preglednica 3 • Izračunane lastne frekvence (v Hz) obeh programov in njihove identificirane vrednosti

oblike, zastopane v znatno manjšem deležu.



Slika 13 • Primerjava izračunanih in identificiranih frekvenc mostu (v Hz); identificirane vrednosti so v rumeno obarvanih pravokotnikih



Slika 14 • Spekter signala izmerjenih pomikov z vrednostmi lastnih frekvenc

6 • SKLEP

Iz prikazanega lahko vidimo, da je mogoče 3D-model mostu, ki ga izdelamo z modelirnikom, uporabiti tudi za preračune. V primeru, če je treba za nek program izdelati linijski model in tak program lahko prebere standardne grafične formate, je to mogoče narediti na sorazmerno enostaven način. Ob vedenju, kako je za tak program to treba

narediti, da bo računski model ustrezno opisal obnašanje konstrukcije. V trenutnih razmerah, razpoložljivih in najpogostejše uporabljenih programih za preračune mostov, je to celo treba storiti. Hiter razvoj in nove možnosti v programski opremljenosti za računanje konstrukcij in v 3D-modelirnikih omogočajo vedno boljši prenos podatkov med njimi.

7 • ZAHVALA

Prispevek je del raziskovalnega projekta Teoretična in eksperimentalna analiza nove

tehnologije »extradosed« gradnje mostov, šifra projekta L2-7190-0797, ki ga v pogodbenih

Za grobo oceno izračunanih vrednosti uporabimo znan izraz za izračun frekvence sistema z eno dinamično prostostno stopnjo. Primerjava izračunanih frekvenc prve nihajne oblike pokaže ob upoštevanju razlike v masi, da je računski model v programu COSMOSWorks za 4 % bolj tog od upoštevanega modela v programu RM2004. Če primerjamo izračunano prvo frekvenco programa RM2004 z identificirano vrednostjo prve frekvence, znaša ta razlika 56 %, za program COSMOSWorks pa 49 %. Razlike so posledice dejstev:

- da je dejanski modul elastičnosti časovno odvisna funkcija in je načeloma večji od podanega v predpisih,
- da v računu ni upoštevana armatura in kabli za prednapenjanje, ki v močno armiranih prerezi zaradi razmerja modulov jekla in betona povečajo dejansko togost,
- da se krov običajno upošteva kot dodatna obtežba in ne kot element konstrukcije, ki s svojo togostjo poveča togost sistema, saj je delno sovprežen s prekladno konstrukcijo,
- da so pri upoštevanju interakcije s temeljnimi tlemi upoštevane spodnje vrednosti togosti in nosilnosti temeljnih tal (tudi v geoloških poročilih).

Primerjava izračunanih in izmerjenih vrednosti pomikov obremenilne preizkušnje mostu kaže, da sta v okviru inženirske natančnosti oba, sicer različna, računska modela enakovredna. Opisani način računskega modeliranja elastične podprtosti konstrukcije se je izkazal kot primeren. Menimo, da je bila identifikacija lastnih frekvenc smiselna in da so prikazane vrednosti kljub velikim razlikam primerne za oceno izračunanih vrednosti in izmerjenih vrednosti, ki bi jih dobili z ambientnim vzbujanjem.

deležih financirata Javna agencija za raziskovalno dejavnost RS in projektant Puhovega mostu Ponting, d. o. o., Maribor. Za podporo se iskreno zahvaljujemo.

8 • LITERATURA

- Drinkwater, L. J., Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference 2007, University of Bath, Bath, UK, 2007.
- England, G. L., Pilz, M., Continuity in Prestressed Concrete Structures, Time-Dependent Responses, Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore, 1997.
- Figi, H., Menn, C., Sunniberg Bridge, Klosters, Switzerland, Structural Engineering International, Vol. 7, No. 1, pp. 6–8, 1997.
- Gottmoeller, F., The true goals of bridge aesthetics, American Institute of Steel Construction, Inc., 2005.
- Investigation of Life Cycle Cost of Concrete Bridges-Investigation of Deterioration and Maintenance Cost of Concrete Bridges, Technical Memorandum of Public Works Research Institute (PWRI), No. 3811, 2001.
- Kasuga, A., Construction of extradosed bridges in Japan, Seminar On Design & Construction PC Cable Stayed Bridges, Kuala Lumpur, 2002.
- Lutar, B., Vzroki počasnega uvajanja 3D-CAD v praksi, premagovanje ovir in upoštevanje osnovnih principov, Gradbeni vestnik, april 2008.
- Mathivat, J., Recent Development in Prestressed Concrete Bridges, FIP Note, pp. 15–21, februar 1988.
- Mutsuyoshi, H., Present Situation of Durability of Post-Tensioned PC Bridges in Japan, FIP Bulletin 15: Durability of post-tensioning tendons, Proceedings of a workshop held at Ghent University, 15–16, pp. 75–88, november 2001.
- Ponting, Most čez Dravo pri Ptuj, Projektna dokumentacija, 2004–2007.
- RM2004, User Guide, TDV Technische Datenverarbeitung, 2004.
- SolidWorks 2007, User Guide, SolidWorks Corporation, USA, 2007.
- Štrukelj, A., Lutar, B., Končno poročilo o obremenilni preizkušnji mostu čez Dravo na Ptuj, Maribor, GEOIN – Geodetski inženiring, Fakulteta za gradbeništvo, 2007.

UKLONSKA NOSILNOST JEKLENIH STEBROV MED POŽAROM IN PRIMERJAVA Z EVROPSKIM STANDARDOM SIST EN 1993-1-2

BUCKLING OF STEEL COLUMNS DUE TO FIRE CONDITIONS AND COMPARISON WITH EUROPEAN STANDARD SIST EN 1993-1-2

Tomaž Hozjan, univ. dipl. inž. grad.^{1,2}

thozjan@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Igor Planinc, univ. dipl. inž. grad.¹

iplaninc@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Miran Saje, univ. dipl. inž. grad.¹

msaje@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Stanislav Srpčič, univ. dipl. inž. grad.¹

ssrpccic@fgg.uni-lj.si

Znanstveni članek

UDK: 006(4):614.84:624.014.2:624.072.2

¹ Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Jamova 2, 1000 Ljubljana

² Trimo, d. d., Prijateljstva cesta 12, 8210 Trebnje

Povzetek | V članku je predstavljen analitični postopek za določitev uklonske nosilnosti, kritične temperature in kritičnega časa tlačno obremenjenih, geometrijsko idealnih jeklenih stebrov, izpostavljenih mehanskim in temperaturnim razmeram med požarom. Upoštevana je materialna nelinearnost jekla po materialnem modelu, kakor ga predlaga standard EC 3. S primerjavo rezultatov predstavljenega analitičnega postopka in postopka po EC 3 za uklonsko nosilnost Eulerjevih stebrov in stebrov dvoetažnega nepomičnega okvirja ter s parametričnimi študijami je bilo ugotovljeno: (i) da vitkost stebra in materialna nelinearnost jekla najbolj vplivata na velikost kritične temperature, (ii) da je za srednje vitke stebre njihova uklonska nosilnost, kot jo določa predstavljeni analitični postopek, manjša od uklonske nosilnosti po EC 3, kar kaže na njegovo nekonservativnost in (iii) da se uklonska dolžina nezanemarljivo spreminja s temperaturo, vendar pa je njen vpliv na račun mejne nosilnosti po EC 3 majhen.

Summary | An analytical procedure for the determination of the critical temperature of a straight, geometrically perfect, axially loaded steel column subjected to an increasing temperature simulating fire conditions is presented. The non-linear kinematical equations and the non-linearity of material are considered. The material model for steel at elevated temperature is taken from the European standard EC 3. It is assumed that only the column is exposed to heat, while the construction remains unheated. Hence, it can be modelled with elastic restraints acting in nodes of the column. The results show that the slenderness of the column and the material non-linearity have a major influence on the bearing capacity of the column. Critical force of columns having middle-range slenderness is found to be smaller than the one obtained by the procedure given in EC 3, indicating its non-conservativeness. It is also made clear that the buckling length factor for both rotationally and translationally restrained columns somewhat depends on temperature. This is to be contrasted to the standard EC 3, where a constant value of the buckling length factor is assumed for any temperature.

1 • UVOD

Stabilnostni pojavi so pogosto vzrok porušitve jeklenih konstrukcij. To še posebej velja za stebre. Zato moramo pri projektiranju jeklenih okvirjev uklonu stebrov posvetiti veliko pozornost. V primeru povišanih temperatur med požarom je pojav uklona stebrov še kritičnejši. Pri višjih temperaturah se jeklenim stebrom manjšata trdnost in togost, kar vodi do uklona pri nižjem nivoju zunanje obtežbe. V večini realnih primerov ostane požar lokaliziran v posameznem požarnem sektorju. Tako ostanejo deli okvirja, ki niso neposredno izpostavljeni požaru, relativno hladni in zato bolj togi v primerjavi s prizadetim delom okvirja. Takšne razmere v jeklenih okvirjih med lokaliziranim požarom omogočajo relativno preprosto matematično modeliranje uklonske nosilnosti okvirjev med požarom. Tako je pri večini računskih postopkov po gradbenih predpisih nosilnost okvirja določena kar z uklonsko nosilnostjo posameznih stebrov, pri čemer je vpliv preostalega okvirja na steber opisan z dodanimi sučnimi in translatorskimi vzmetmi. Uklonsko nosilnost stebrov med požarom bi lahko določili tudi z eksperimenti, čemur pa se zaradi visokih stroškov izogibamo. Podatkov o testiranju jeklenih stebrov v požaru je precej ((Ali, 2001), (Wang, 2003)). Rezultati preizkusov so dragoceni za razumevanje dejanskega obnašanja stebrov med požarom, služijo pa tudi kot osnova pri zasnovi in preverjanju matematičnih modelov za račun uklonske nosilnosti jeklenih stebrov pri požaru.

Nosilnost jeklenega stebra med požarom lahko opišemo z različnimi parametri. V tem članku uporabljamo naslednje: (i) *kritičen čas* predstavlja pretečeni čas od začetka požara do uklona stebra (t_{cr}), (ii) pripadajočo uklonsko temperaturo požarnega prostora

imenujemo *kritična temperatura* (T_{cr}) in (iii) točkovno zunanjo silo, ki povzroči uklon stebra med požarom, imenujemo *kritična sila* (F_{cr}). Za oceno nosilnosti stebra so potrebni vsi trije parametri.

V literaturi najdemo številne parametrične študije obnašanja jeklenih stebrov pri povišanih temperaturah, v katerih avtorji analizirajo tudi vplive načina podpiranja na uklonsko nosilnost stebra. Uporabljene so tudi zelo kompleksne metode, ki praviloma temeljijo na metodi končnih elementov ((Ali, 2001), (Burgess, 1992), (Franssen, 1992), (Huang, 2004), (Newman, 2001), (Wang, 2003)). Iz teh študij razberemo, da na velikost kritične temperature v največji meri vplivata vitkost stebra in materialni model jekla pri povišani temperaturi. Rezultati kažejo, da imajo sučne vzmeti ugoden vpliv na uklonsko nosilnost jeklenih stebrov med požarom (Newman, 2001), medtem ko je vpliv osnih vzmeti v smeri osi stebra neugoden ((Ali, 2001), (Huang, 2004)). V analizah je največkrat privzeto, da se lastnosti vzmeti s temperaturo ne spreminjajo. V inženirski praksi se te vrste kompleksnih metod ne uporabljajo. Namesto njih projektanti uporabljajo poenostavljene računske metode, npr. po Evrokodu 3 (EC 3, 2003), katerih rezultat je samo kritična temperatura, ali pa razni drugi analitični računski postopki iz strokovne literature ((Huang, 2003), (Tang, 2001)). Poenostavljeni postopki vsebujejo določene pomanjkljivosti, predvsem pa niso dovolj natančni za celoten spekter obtežnih primerov oziroma realno mogočih situacij; včasih vodijo do zelo nekonvativnih rezultatov (Huang, 2004).

V članku prikazujemo nov analitični postopek za določitev uklonske nosilnosti in kritične temperature ter kritičnega časa tlačno obre-

menjenih jeklenih stebrov pri požaru in primerjamo postopek z računskim postopkom po Evrokodu 3 (EC 3, 2003). Pri izpeljavi postopka zanemarimo vse vrste možnih nepopolnosti stebrov, tako da obravnavamo idealno raven, centrično obremenjen steber. Dodatno postavimo, da je temperatura po območju stebra enakomerna in da se podajnosti sučnih in translatorskih vzmeti med ogrevanjem ne spreminjajo. Kot izhodišče za izpeljavo je privzeta geometrijsko točna Reissnerjeva teorija nosilcev (Reissner, 1972), v kateri pa zanemarimo vpliv strižnih deformacij. Materialni model in temperaturno odvisne parametre jekla privzemamo po Evrokodu 3 (EC 3, 2003). Ta model je zasnovan na predpostavki, da so viskozne deformacije vključene v plastični del deformacij. S tem postane materialni model eksplicitno neodvisen od realnega časa, kar ni v skladu z eksperimentalno potrjenim izrazitim razvojem viskoznih deformacij jekla pri višjih temperaturah. Enačbe, iz katerih določimo kritično temperaturo jeklenih stebrov med požarom, izpeljemo s pomočjo t. i. linearizirane teorije stabilnosti (Keller, 1970). Teorija v manj formalni obliki pravi, da so kritične točke nelinearnega sistema diferencialnih enačb enake kritičnim točkam pripadajočega linearnega sistema. S tem standardni Eulerjev postopek določanja kritičnih sil elastičnih stebrov razširimo na stebre iz elastično-plastičnega materiala in na obravnavanje uklona jeklenih stebrov med požarom.

Članek ima poleg uvoda še tri ključna poglavja in zaključek. V drugem poglavju izpeljemo enačbe za določanje uklonske nosilnosti jeklenih stebrov pri povišanih temperaturah. Alternativni postopek, tak kot ga določa EC 3, prikazujemo v tretjem poglavju. V četrtem poglavju prikazujemo računske primere in za klasične Eulerjeve stebre ter stebre dvoetažnega nepomičnega okvirja primerjamo rezultate predlaganega postopka z rezultati po Evrokodu 3. Na koncu so podani zaključki.

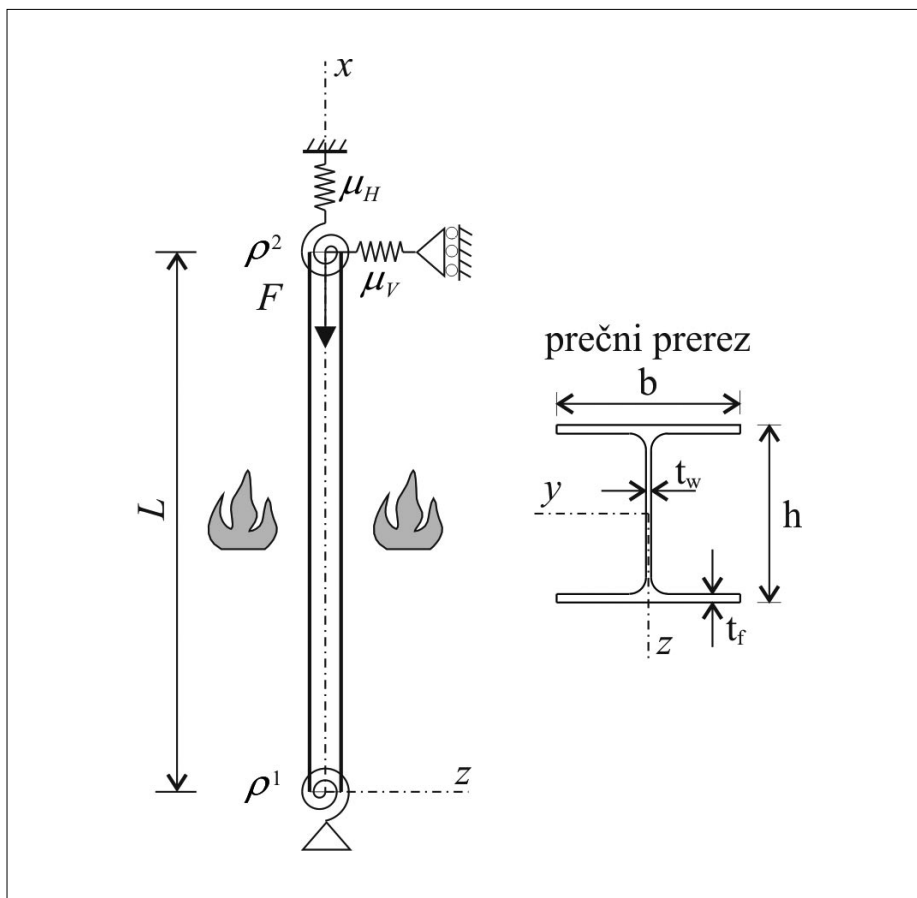
2 • OPIS PROBLEMA IN OSNOVNE ENAČBE

Opazujemo raven jeklen steber z višino L in s konstantnim tankostenskim prečnim prerezmom. Steber je v zgornjem krajišču obtežen s konstantno tlačno silo F in je izpostavljen požaru. Na spodnjem in zgornjem krajišču je podprt še s sučnima vzmetema s togostnima konstantama ρ^1 in ρ^2 , dodatno pa je na zgor-

njem krajišču podprt tudi s translatorskima vzmetema s konstantama μ_H in μ_V (slika 1). Deformiranje stebra opazujemo v ravnini (x, z) kartezijskega koordinatnega sistema (x, y, z) .

Matematično modeliranje vpliva požarnih plinov na konstrukcijo je v splošnem zelo

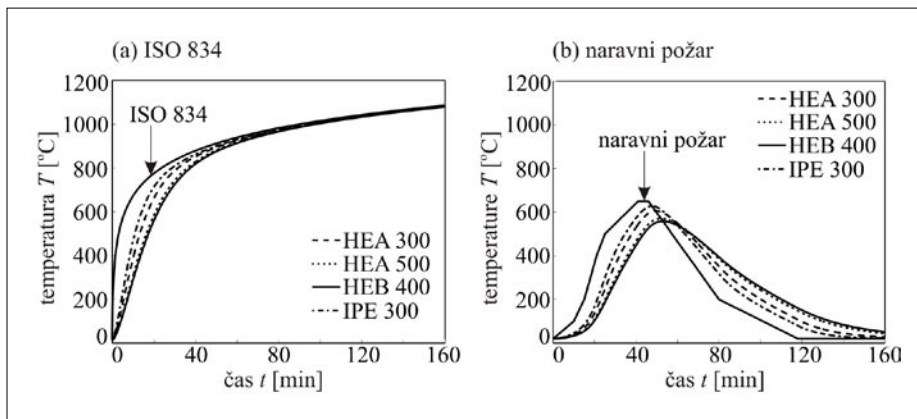
zapleteno. Tipičen postopek razdeli analizo obnašanja jeklenih stebrov med požarom v dve med seboj ločeni fazi. V prvi fazi se določi porazdelitev temperature plina po požarnem prostoru in izračuna časovno spreminjanje temperaturnega polja v stebru. Za podrobnejši opis te faze glej ((Hozjan, 2007), (Srpcič, 1991)). Na sliki 2 informativno prikazujemo časovni razvoj temperature v stebru za dva požarna režima in za nekatere značilne tankostenske prečne prereze. Iz slike vidimo, da je



Slika 1 • Matematični model jeklenega stebra z značilnim tankostenskim prečnim prerezom

pri tipičnem naravnem požaru temperatura v jeklenem profilu nekoliko nižja od tiste v okoliškem plinu in da za njo zaostaja. V drugi fazi požarne analize določimo napetostno in deformacijsko polje v stebri zaradi hkratnega delovanja požarne in mehanske obtežbe. Tak nepovezana požarna analiza jeklenih stebrov

je fizikalno smiselna, saj je vpliv mehanskega dela na spreminjanje temperaturnega polja v stebri sorazmerno majhen v primerjavi z vplivom dovedene toplote (Srpčič, 1991). Podrobneje pa prikazujemo drugo fazo požarne analize, v kateri določimo mejno nosilnost stebra v požaru.



Slika 2 • Časovni razvoj temperature za različne tankostenske prečne prereze pri: (a) požarni krivulji ISO 834 in (b) naravnem požaru

2.1 Napetostno deformacijsko stanje in linearizirana teorija stabilnosti

Časovno spremenljivo napetostno in deformacijsko stanje v stebri zaradi hkratnega delovanja konstantne mehanske in s časom spremenljive požarne obtežbe običajno določimo z inkrementno-iteracijskimi metodami. Pri tem celotni čas do uklona stebra ($0, t_{cr}$) razdelimo na kratke časovne intervale (t^{i-1}, t^i) ($i = 1, 2, 3, \dots$). Za opis deformacijskega in napetostnega stanja v stebri uporabimo znani Reissnerjev model ravninskega nosilca (Reissner, 1972). Pri tem zanemarimo prispevek stržnih deformacij, saj je ta pri tipičnih jeklenih stebrih zanemarljiv. Skladno s tem je napetostno in deformacijsko stanje pri času t^i določeno z naslednjim sistemom kinematičnih, ravnotežnih in konstitucijskih enačb:

$$1 + u^{i'} - (1 + \varepsilon^i) \cos \phi^i = 0, \quad (1)$$

$$w^{i'} + (1 + \varepsilon^i) \sin \phi^i = 0, \quad (2)$$

$$\phi^{i'} - \kappa^i = 0, \quad (3)$$

$$H^{i'} = 0, \quad (4)$$

$$V^{i'} = 0, \quad (5)$$

$$M^{i'} - (1 + \varepsilon^i) Q^i = 0, \quad (6)$$

$$\mathcal{N}^i = H^i \cos \phi^i - V^i \sin \phi^i \quad (7)$$

$$Q^i = H^i \sin \phi^i + V^i \cos \phi^i \quad (8)$$

$$\mathcal{N}^i = \int_A \sigma^i dA, \quad (9)$$

$$M^i = \int_A z \sigma^i dA, \quad (10)$$

kjer $(\bullet)'$ predstavlja odvod po koordinati x . V enačbah (1)–(10) predstavljata ε^i in κ^i osno in upogibno deformacijo stebra, u^i in w^i sta komponenti vektorja pomika referenčne osi stebra v smeri osi x in z , ϕ^i pa je zasuk prečnega prereza stebra okoli osi y . Statične količine v enačbah (1)–(10) smo označili s H^i , V^i , $\mathcal{N}^i$, Q^i in M^i . Tu sta $\mathcal{N}^i$ in Q^i osna in prečna sila, M^i je upogibni moment. Enačbi (9) in (10) sta konstitucijski enačbi. Z njima smo osno silo $\mathcal{N}^i$ in upogibni moment M^i izrazili z normalno napetostjo σ^i . Z A smo označili ploščino prečnega prereza. Kinematični in statični robni pogoji obravnavanega stebra so:

v spodnjem krajišču stebra:

$$u^i(0) = 0, \quad (11)$$

$$w^i(0) = 0, \quad (12)$$

$$s_1^i \mathcal{M}^i(0) - \rho^i \varphi^i(0) = 0; \quad (13)$$

v zgornjem krajišču stebra:

$$s_H \mathcal{H}^i(L) + F + \mu_H u^i(L) = 0, \quad (14)$$

$$s_1^2 \mathcal{V}^i(L) + \mu_V w^i(L) = 0, \quad (15)$$

$$s_2^2 \mathcal{M}^i(L) - \rho^2 \varphi^i(L) = 0. \quad (16)$$

Prednost tako zapisanih robnih pogojev je v tem, da lahko z ustrezno izbiro parametrov s_1^i , s_2^i , s_H in $s_V \in \{1, 2\}$ opišemo različne možne kombinacije robnih pogojev stebrov z vzmetmi.

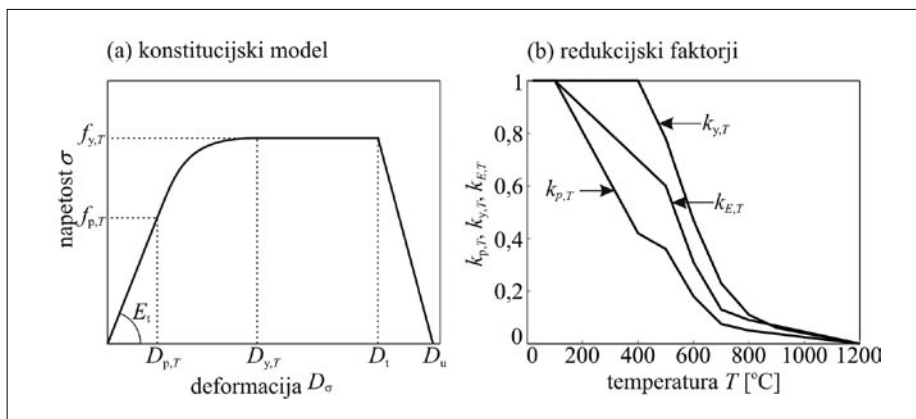
Pri inkrementno-iteracijskih metodah določimo napetostno in deformacijsko stanje v stebri pri času t^i s pomočjo znanega napetostnega in deformacijskega stanja pri času t^{i-1} in pri znani temperaturi T^i pri času t^i . Specifično spremembo dolžine poljubnega materialnega vlakna D^i (v nadaljevanju geometrijska deformacija) pri času t^i izračunamo z enačbo

$$D^i = D^{i-1} + \Delta D^i. \quad (17)$$

Prirastek geometrijske deformacije ΔD^i določimo z adicijskim pravilom (Hozjan, 2007)

$$\Delta D^i(T^i) = \Delta D_{th}^i(T^i) + \Delta D_{\sigma}^i(T^i), \quad (18)$$

kjer predstavlja $\Delta D_{th}^i(T^i)$ prirastek temperaturne deformacije, $\Delta D_{\sigma}^i(T^i)$ pa prirastek mehanske deformacije, ki ga določimo z materialnim modelom jekla pri povišani temperaturi, kot ga predlaga standard Evrokod 3 (EC 3, 2003). Posebnost tega materialnega modela je v tem, da so viskozne deformacije, ki so v splošnem časovno odvisne, zajete v plastičnem delu deformacij, tako da privzeti materialni model ni eksplicitno odvisen od realnega časa. Konstitucijski zakon jekla pri povišanih temperaturah po EC 3 in spreminjanje redukcijskih faktorjev za elastični modul, mejo proporcionalnosti in mejo plastičnosti s temperaturo prikazujemo na sliki 3.



Slika 3 • (a) Konstitucijski model jekla po EC 3; (b) temperaturno odvisni redukcijski faktorji za E , σ_p in σ_y

2.1.1 Stabilnostna analiza

Uklonske sile na primarni veji obtežno-deformacijske krivulje jeklenega stebra določimo s pomočjo t. i. linearizirane teorije stabilnosti ((Flajs, 2003), (Keller, 1970)). Nelinearni sistem posplošenih ravnotežnih enačb nosilca (1)–(10) in pripadajoče robne pogoje (11)–(16) lineariziramo okoli izbrane ravnotežne lege stebra na primarni obtežno-deformacijski krivulji $\varphi^i = 0$. Tako dobimo povezan sistem desetih linearnih algebrsko-diferencialnih enačb s konstantnimi koeficienti, ki ga nadomestimo z nepovezanim sistemom dveh linearnih diferencialnih enačb drugega in četrtega reda (za potek izpeljave glej (Hozjan, 2007)):

$$\delta u^{i''} = 0, \quad (19)$$

$$\delta w^{i''''} + k^i \delta w^{i''} = 0, \quad (20)$$

kjer je k^i uklonski obtežni parameter:

$$k^i = \frac{(1 + \varepsilon^i) \mathcal{N}^i}{E^i J} \geq 0. \quad (21)$$

V enačbi (21) je E^i tangentni modul jekla pri temperaturi T^i v časovnem inkrementu i , J pa je vztrajnostni moment prečnega prereza. Splošni rešitvi linearnih diferencialnih enačb (19) in (20) sta:

$$\delta u^i(x) = \mathcal{X}_1^i x + \mathcal{X}_2^i, \quad (22)$$

$$\delta w^i(x) = C_1^i \cos k^i x + C_2^i \sin k^i x + C_3^i x + C_4^i. \quad (23)$$

Neznane konstante $\mathcal{X}_1^i$, $\mathcal{X}_2^i$, C_1^i , C_2^i , C_3^i in C_4^i v enačbah (22) in (23) določimo z upoštevanjem robnih pogojev. Kritične točke

na primarni veji obtežno-deformacijske krivulje določa pogoj (Planinc, 1999):

$$\det \mathbf{L}_T^i = \det \mathbf{H}_T^i \det \mathbf{K}_T^i = 0. \quad (24)$$

V matriki $\mathbf{H}_T^i$ nastopajo le koeficienti, ki pripadajo konstantam $\mathcal{X}_1^i$ in $\mathcal{X}_2^i$, v matriki $\mathbf{K}_T^i$ pa le koeficienti, odvisni od konstant C_1^i , C_2^i , C_3^i in C_4^i . Izkaže se, da je $\det \mathbf{H}_T^i$ vselej različna od nič, zato dobi pogoj (24) obliko $\det \mathbf{K}_T^i = 0$. Za $\mu_H \neq 0$ in za izbrani nivo zunanje obtežbe F_{cr} določa uklonsko nosilnost jeklenega stebra med požarom naslednji sistem enačb:

$$\mathcal{N}_{cr} + F_{cr} + \mu_H \varepsilon_{cr} L = 0, \quad (25)$$

$$\mathcal{N}_{cr} - \sigma_{cr} A = 0, \quad (26)$$

$$\det \mathbf{K}_T = 0. \quad (27)$$

Neznanke sistema enačb (25)–(27) so kritična osna sila $\mathcal{N}_{cr}$, kritična osna deformacija ε_{cr} in kritična temperatura T_{cr} jeklenega stebra.

Za osno togo podprt stebel ($\mu_H = \infty$) se sistem nelinearnih enačb (25)–(27) nekoliko poenostavi. Ker je v tem primeru $\varepsilon_{cr} = 0$ in $F_{cr} = 0$, sestavljata nelinearni sistem enačb za določitev uklonske nosilnosti osno togo podprtega jeklenega stebra med požarom samo enačbi (26) in (27). Iz njiju določimo neznanki $\mathcal{N}_{cr}$ in T_{cr} .

Ko poznamo kritično temperaturo T_{cr} , lahko kritični čas t_{cr} določimo iz poteka temperature po prečnem prerezu (Hozjan, 2007). Dejstvo, da lahko kritični čas določimo naknadno, ko sta $\mathcal{N}_{cr}$ in T_{cr} že znana, je posledica predpostavke o neviskoznosti materiala. Tangentna matrika $\mathbf{K}_T^i$ ki nastopa v enačbi (27), ima naslednjo obliko:

$$K_T^i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{C_{22}^i k^i s_1^i}{1+\varepsilon^i} & \frac{k^i \rho^i}{1+\varepsilon^i} & \frac{\rho^i}{1+\varepsilon^i} & 0 \\ \mu_v \cos(k^i L) & \mu_v \sin(k^i L) & -\frac{C_{22}^i k^i s_1^i}{(1+\varepsilon^i)^2} + L\mu_v & \mu_v \\ \frac{k^i (C_{22}^i s_2^i k^i \cos(k^i L) + \rho^2 \sin(k^i L))}{1+\varepsilon^i} & \frac{k^i (-\rho^2 \cos(k^i L) + C_{22}^i s_2^i k^i \sin(k^i L))}{1+\varepsilon^i} & -\frac{\rho^2}{1+\varepsilon^i} & 0 \end{bmatrix},$$

$$\text{kjer je } C_{22}^i = \frac{\partial \sigma^i}{\partial \varepsilon^i} J = E_T^i J$$

3 • POSTOPEK ZA OCENO POŽARNE ODPORNOSTI JEKLENIH STEBROV PO EN 1993-1-2

Z namenom, da ohranimo skladnost oznak s standardom Evrokod 3 (EC 3, 2003), v tem poglavju uporabljamo enake oznake kot standard. Tlačno nosilnost jeklenega stebra pri povišani temperaturi in pri enakomernem poteku temperature po prečnem prerezu določa naslednji izraz:

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M,fi}} \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y, \quad (28)$$

kjer je χ_{fi} brezdimenzijska uklonska nosilnost stebra pri požarnem projektnem stanju, A ploščina prečnega prereza, $k_{y,\theta}$ redukcijski faktor meje tečenja jekla pri povišani temperaturi, θ, f_y meja tečenja jekla pri sobni temperaturi in $\theta = 20^\circ\text{C}$ in $\gamma_{M,fi}$ materialni varnostni faktor pri požarnem projektnem stanju.

Brezdimenzijsko uklonsko nosilnost stebra χ_{fi} določa manjša izmed nosilnosti $\chi_{fi,y}$ in $\chi_{fi,z}$, ki ju izračunamo glede na glavne vztrajnostne osi prečnega prereza. Določeni sta z izrazom:

$$\chi_{fi,i} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}}, \quad (i = y, z) \quad (29)$$

kjer je

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} \left(1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2 \right), \quad (30)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235 / f_y} [\text{MPa}]. \quad (31)$$

Normirano vitkost $\bar{\lambda}_\theta$ pri povišani temperaturi θ določa enačba:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \bar{\lambda}, \quad (32)$$

kjer je $\bar{\lambda}$ normirana vitkost jeklenega stebra pri sobni temperaturi $\theta = 20^\circ\text{C}$, $k_{y,\theta}$ in $k_{E,\theta}$ pa sta redukcijska faktorja meje plastičnosti jekla in elastičnega modula jekla pri povišani temperaturi.

Normirano vitkost $\bar{\lambda}$ jeklenega stebra določimo tako kot pri kontroli uklona pri sobni temperaturi, vendar pa moramo uklonsko dolžino l_u določiti pri požarnem projektnem stanju:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{l_u / \sqrt{J / A}}{\pi \sqrt{E / f_y}}. \quad (33)$$

Za nepomične okvirje, in če vsaka etaža zase predstavlja ločen požarni sektor, se za uklonsko dolžino stebrov v vmesni etaži predpostavi $l_u = 0,5L$ in za stebre vrhnje etaže $l_u = 0,7L$, kjer je L sistemska (etažna) višina etaže. Razlog, da lahko uporabimo reducirane uklonske dolžine, ki so krajše od sistemske višine etaže, je v tem, da ostali deli okvirja ostanejo med požarom relativno hladni in lahko nudijo dovolj veliko rotacijsko oporo ogroženemu steburu.

Ker je normirana vitkost stebra $\bar{\lambda}_\theta$ odvisna od temperature, je za določitev kritične temperature θ_{cr} pri določenem nivoju obtežbe $N_{fi,Ed}$ potreben iterativni postopek. Konvergenca postopka pa je zelo hitra, če za začetno normirano vitkost stebra vzamemo $\bar{\lambda}_\theta = 1,2\bar{\lambda}$ (Franssen, 2006).

4 • RAČUNSKI PRIMERI

Primernost prikazanega analitičnega postopka za določanje uklonske nosilnosti jeklenih stebrov med požarom prikažemo z dvema računskima primeroma. Dobljene rezultate primerjamo z rezultati po EC 3. V obeh računskih primerih so za jeklene stebre izbrani tipski elementi s komercialno oznako prečnega prereza HEA 300, izdelani iz jekla S235.

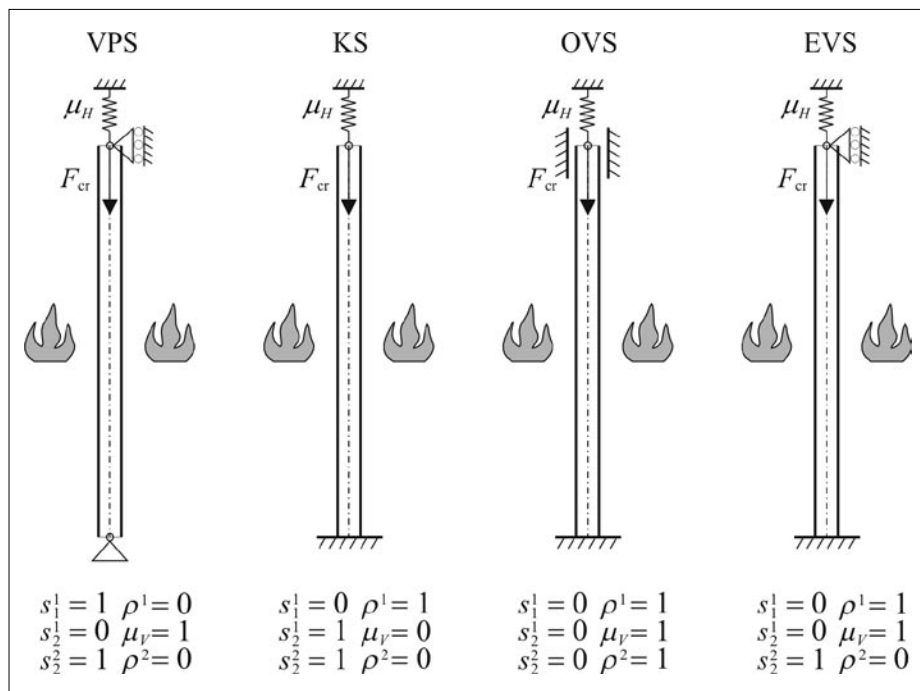
4.1 Eulerjevi stebri

V prvem računskem primeru analiziramo uklonsko nosilnost Eulerjevih primerov jeklenih stebrov med požarom. Oznake Eulerjevih stebrov in pripadajoče robne pogoje prikazujemo na sliki 4.

Ker so robni pogoji Eulerjevih stebrov relativno preprosti, lahko enačbo (27) še dodatno poenostavimo. Rezultate za uklonsko

nosilnost stebrov prikazujemo v preglednici 1.

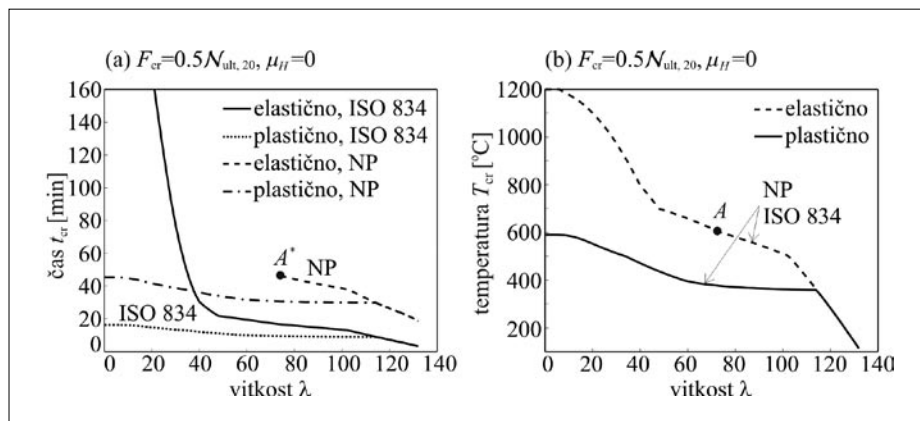
V nadaljevanju prikazujemo vpliv požarnega režima (naravni požar manjše intenzitete, ki ga označimo z NP, in standardizirani požar ISO 834) in materialnega modela jekla (linearno elastični in elasto-plastični model jekla) na kritično temperaturo oziroma kritični čas porušitve jeklenega stebra med požarom. Analizo prikazujemo pri nivoju zunanje obtežbe $F = F_{cr} = 0,5 N_{ult,20} = 1327,75 \text{ kN}$. Na sliki 5a prikazujemo spreminjanje kritičnega časa t_{cr} v odvisnosti od vitkosti stebra λ na sliki



Slika 4 • Oznake Eulerjevih stebrov in vrednosti pripadajočih robnih vzmeti

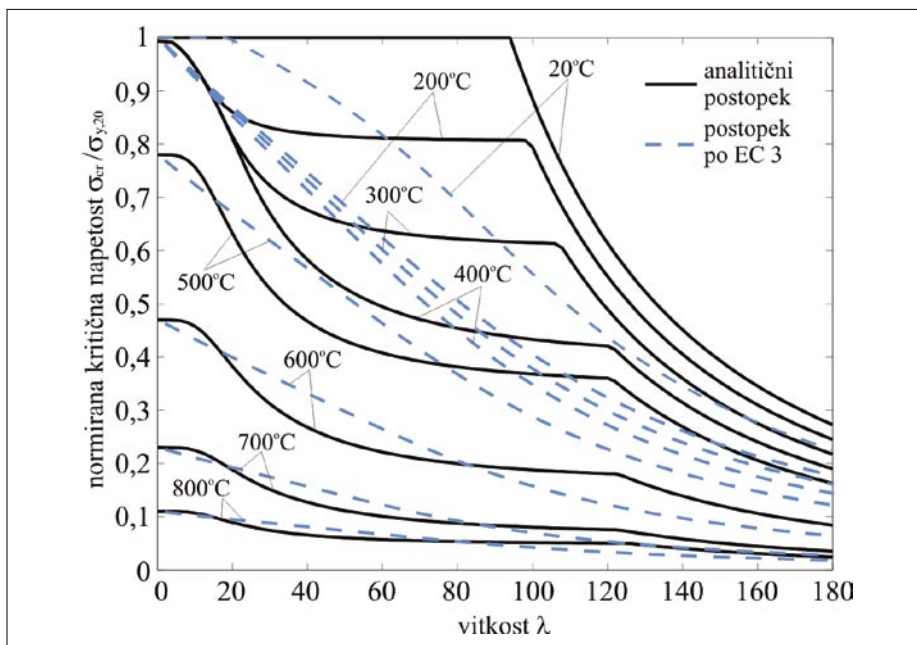
Oznaka stebra	$\det K_T = 0 \ (\mu_H \neq \infty)$	$\det K_T = 0 \ (\mu_H = \infty)$
VPS	$ \mathcal{N}_{cr} ^* = \frac{1}{1 + \varepsilon_{cr}} \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{L^2}$	$ \mathcal{N}_{cr} = A \sigma_{cr} = \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{L^2}$
KS	$ \mathcal{N}_{cr} ^* = \frac{1}{1 + \varepsilon_{cr}} \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(2L)^2}$	$ \mathcal{N}_{cr} = A \sigma_{cr} = \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(2L)^2}$
OVS	$ \mathcal{N}_{cr} ^* = \frac{1}{1 + \varepsilon_{cr}} \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(0,5L)^2}$	$ \mathcal{N}_{cr} = A \sigma_{cr} = \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(0,5L)^2}$
EVS	$ \mathcal{N}_{cr} ^* = \frac{1}{1 + \varepsilon_{cr}} \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(0,69915565...L)^2}$	$ \mathcal{N}_{cr} = A \sigma_{cr} = \frac{E_t^{cr} J \pi^2}{(0,69915565...L)^2}$

Preglednica 1 • Uklonska nosilnost jeklenih Eulerjevih stebrov med požarom

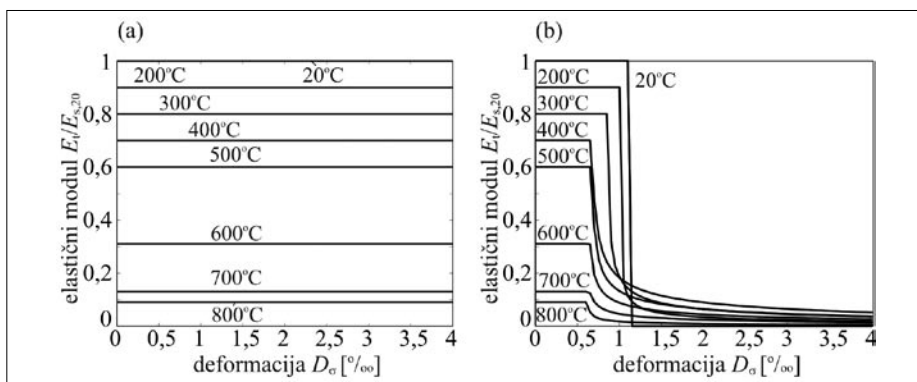

Slika 5 • Eulerjevi stebri – vpliv izbire požarne krivulje in materialnega modela jekla na: (a) kritični čas t_{cr} in (b) kritično temperaturo T_{cr}

5b pa spreminjanje kritične temperature T_{cr} . Ker je intenziteta naravnega požara bistveno manjša kot pri standardnem požaru ISO 834, je tudi kritični čas do porušitve jeklenega stebra med naravnim požarom daljši. To velja za vse vitkosti stebrov in za oba uporabljena materialna modela jekla. Slika 5b pa dokazuje, da je kritična temperatura T_{cr} neodvisna od požarnega režima. Na sliki 5 pa tudi vidimo, da se zelo vitki stebri ($\lambda > 115$) med požarom uklonijo že v elastičnem področju. Za krajše stebre pa je vpliv plastičnosti na uklonsko nosilnost stebrov izredno velik. To se pokaže tako kvantitativno kot tudi kvalitativno, saj se kratki elastični stebri z vitkostjo $\lambda < 75$ med naravnim požarom sploh ne uklonijo. Pri tem točki A^* na sliki 5a oziroma A na sliki 5b ustrežata najvišji možni doseženi temperaturi v elastičnem jeklenem stebru med naravnim požarom.

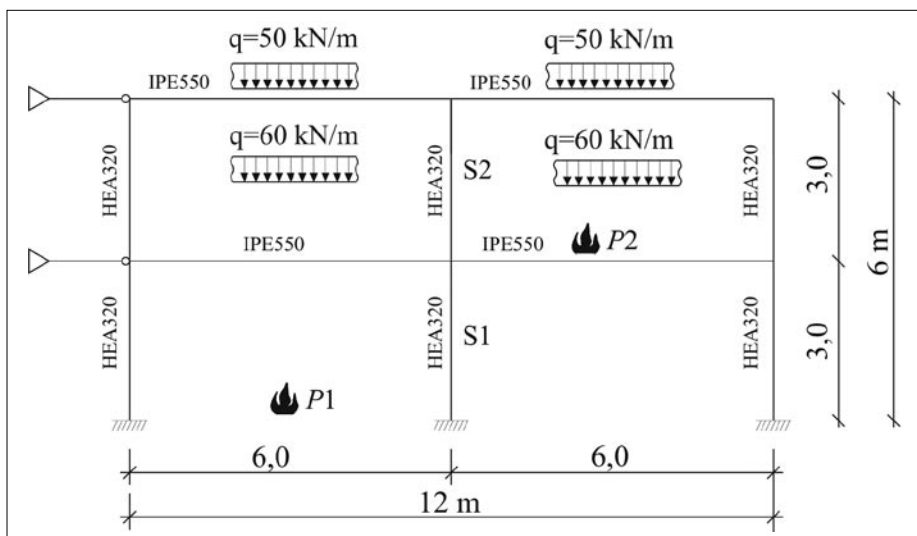
Na sliki 6 prikazujemo vpliv privzetega materialnega modela jekla na uklonsko nosilnost jeklenih stebrov med požarom. Prikazujemo spreminjanje kritične napetosti σ_{cr} jeklenih stebrov v odvisnosti od njihove vitkosti λ pri izbranih temperaturah. Temperaturo spreminjamo od $T = 20^\circ\text{C}$ (sobna temperatura) do $T = 800^\circ\text{C}$. Na sliki 6 vidimo, da nosilnost jeklenih stebrov z višanjem temperature izrazito upada. Tako je nosilnost stebra z vitkostjo $\lambda = 60$ pri $T = 500^\circ\text{C}$ le 45 % nosilnosti stebra pri $T = 20^\circ\text{C}$, pri $T = 800^\circ\text{C}$ pa le še 5 %. S temperaturo se spreminja tudi meja med elastičnim in plastičnim uklonom jeklenih stebrov, ki je na sliki 6 določena z opazno spremembo naklona sovisnice. Pri sobni temperaturi se elastično uklonijo stebri z vitkostjo $\lambda > 94$, pri $T = 800^\circ\text{C}$ pa samo zelo vitki stebri ($\lambda > 125$). Spreminjanje meje med uklonsko in materialno porušitvijo jeklenih stebrov med požarom je zelo zanimivo in pravzaprav nepričakovano. Meja je določena z opazno, a zvezno spremembo naklona sovisnice pri majhnih vitkosti. Pri sobni temperaturi je ta meja pri stebrih z vitkostjo $\lambda \approx 94$, za temperaturo $T = 200^\circ\text{C}$, torej praktično v celotni fazi požara, pa meja nastopi pri že zelo kratkih (čokatih) stebrih z vitkostjo okrog 5. To z drugimi besedami pomeni, da je standardna razmejitev med kratkimi (porušitev po materialu) in vitkimi (uklonska porušitev) jeklenimi stebri med požarom praktično nepomembna. Na sliki 6 prikazujemo tudi razliko med kritično napetostjo σ_{cr} , ki smo jo določili z analitičnim postopkom, in kritično napetostjo po EC 3. Opazimo lahko, da je pri temperaturi 200°C obnašanje stebrov z vitkostjo do $\lambda \approx 20$ podobno, pri vitkejših stebrih pa



Slika 6 • Eulerjevi stebri – spreminjanje normirane kritične napetosti $\sigma_{cr} / \sigma_{y,20}$ z vitkostjo jeklenega stebra λ pri različnih temperaturah T



Slika 7 • Spreminjanje tangentnega modula jekla E_t v odvisnosti od temperature za: (a) linearno elastični model jekla in (b) elasto-plastični model jekla



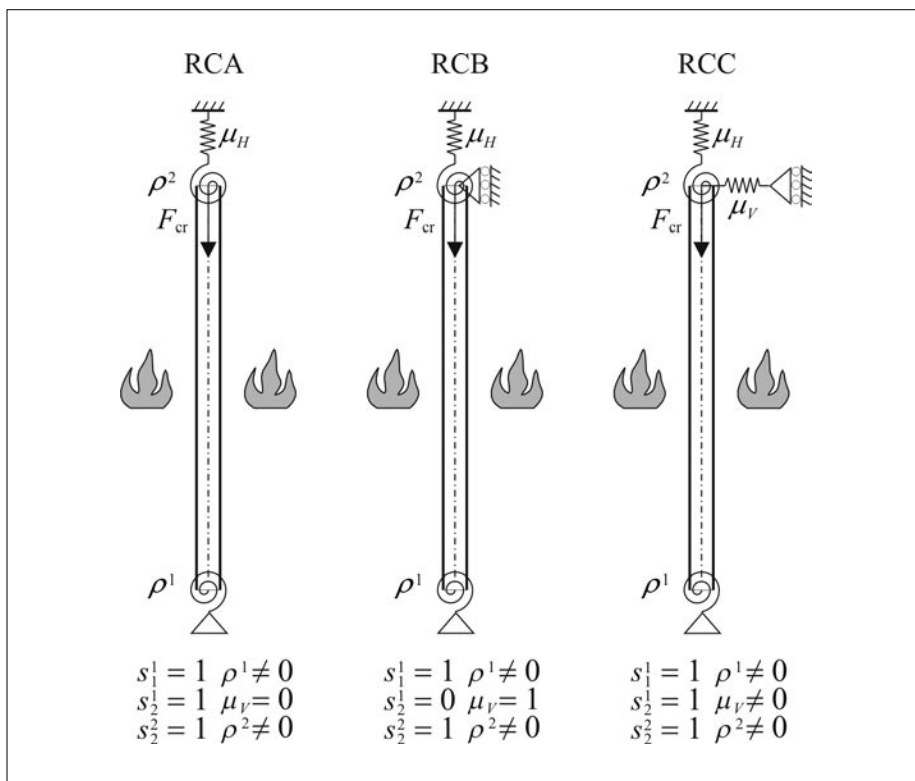
Slika 8 • Geometrijski podatki ter podatki o obtežbi in lokaciji požara dvoetažnega jeklenega okvirja

začne kritična napetost po EC 3 hitreje padati; to je pričakovano, saj v našem postopku nismo upoštevali geometrijskih in drugih nepopolnosti stebrov, ki je pri postopku po EC 3 zajeta s faktorjem α . Podobno razliko med postopkoma bi pričakovali tudi pri višjih temperaturah. To se res izkaže za stebre z majhno vitkostjo ($\lambda < 20$) in z veliko vitkostjo ($\lambda > 90$). Za stebre s srednjo vitkostjo, $20 < \lambda < 90$, pa je uklonska nosilnost po EC 3 nepričakovano višja od izračunane po predstavljenem postopku za idealen stebel. Pri temperaturi $T = 500^\circ\text{C}$ je na primer največja razlika tudi do 20 %. To je najverjetneje posledica dejstva, da so v omenjenem intervalu vitkosti stebra kritične napetosti v stebrih posledica plastičnega obnašanja jekla, kar se odraža v zmanjševanju tangentnega modula jekla, in sicer od vrednosti $E_{s,20}$ proti vrednosti 0 (slika 7b). Pri poenostavljenem postopku po EC 3 pa tangentni modul jekla ni funkcija deformacije in pri doseženi temperaturi ostaja konstanten (slika 7a). Razlika v rezultatih opozarja, da je poenostavljeni postopek po EC 3 za določitev uklonske nosilnosti jeklenih stebrov med požarom lahko tudi na nevni strani. Kljub predpostavkam pri izpeljavi in bistveni razliki v teoriji med obema metodama, kjer je pri poenostavljenem postopku po EC 3 kritična napetost v veliki meri odvisna od nepopolnosti stebra, pri predstavljenem analitičnem postopku pa od napetostno-deformacijske zveze jekla pri povišani temperaturi, predstavljajo dobljeni rezultati po analitični metodi največjo možno vrednost uklonske sile jeklenih stebrov pri povišani temperaturi.

4.2 Nepomični dvoetažni jekleni okvir

V drugem računskem primeru obravnavamo uklonsko nosilnost jeklenih stebrov, kadar so del nepomičnega dvoetažnega jeklenega okvirja. Zanima nas predvsem vpliv požara in vpetosti stebrov v okvir. Tudi v tem računskem primeru primerjamo rezultate analitičnega postopka z rezultati po EC 3. Geometrijske podatke o okvirju ter podatke o obtežbi in lokaciji požara prikazujemo na sliki 8.

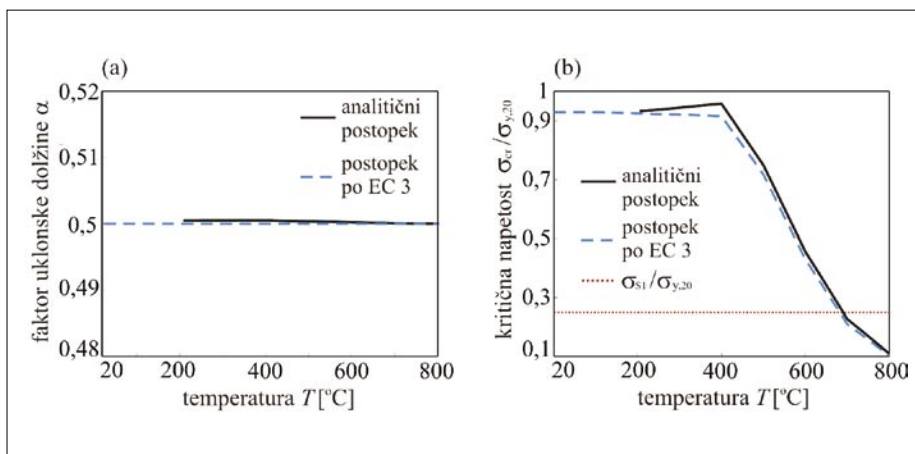
Že prej smo omenili, da standard EC 3 v primeru nepomičnih okvirjev podaja poenostavljene izraze za določitev uklonskih dolžin stebrov. Te so neodvisne od temperature in so za stebre v vmesnih etažah in v spodnji etaži, če so v temelje vpeti, enake $0,5 L$, za stebre v vrhni etaži pa $0,7 L$. V nadaljevanju analiziramo stebra S1 in S2. Analiziramo dva ločena požarna režima P1 in P2 (slika 8). V obeh primerih privzamemo, da so vsi nosilni elementi okvirja, razen trenutno obravnavani



Slika 9 • Oznake jeklenih stebrov in parametrov za opis podpor

	S1	S2
ρ^1 (kNcm)	∞	$1,57 \cdot 10^7$
ρ^1 (kNcm)	$2,23 \cdot 10^7$	$2,29 \cdot 10^7$
μ_v (kN/cm)	5161	4789
μ_H (kN/cm)	206,8	82,3

Preglednica 2 • Togosti vzmeti za stebra S1 in S2



Slika 10 • Steber S1 – (a) spreminjanje faktorja uklonske dolžine s temperaturo in (b) spreminjanje kritične napetosti s temperaturo

nega stebra, toplotno izolirani. Hkrati predpostavimo, da je okvir obtežen z enakomerno linijsko obtežbo, ki jo določimo po evropskem standardu Evrokod 1 (EC1, 2004) za požarno projektno stanje.

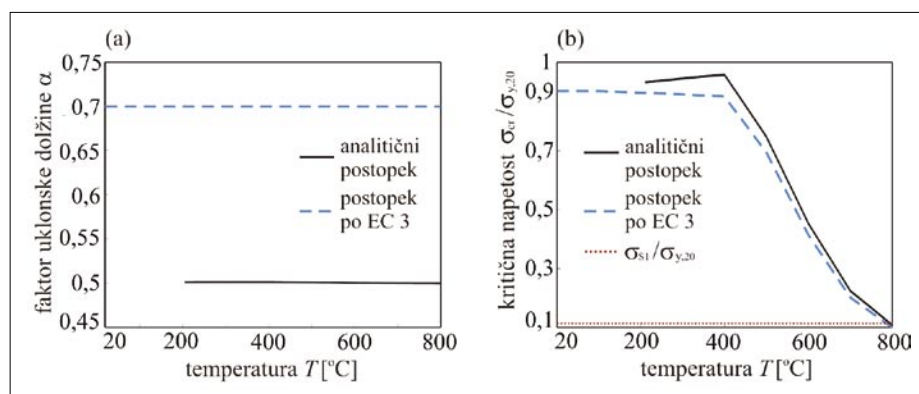
Glede na to, da sta obravnavana stebra del jeklenega okvirja, obravnavamo pa ju ločeno, moramo vpliv preostalega okvirja nadomestiti s sučnimi in translatorskimi vzmetmi. Za to imamo različne možnosti. Najznačilnejše prikazujemo na sliki 9. V tem članku stebra S1 in S2 modeliramo kot stebra z oznako RCC na sliki 9.

Ker so vsi nosilni elementi okvirja, razen trenutno obravnavanega stebra, toplotno izolirani, dodatno predpostavimo, da se togosti vzmeti ne spreminjajo s temperaturo. Togosti sučnih in translatorskih vzmeti prikazujemo v preglednici 2.

Steber S1. Zaradi zunanje obtežbe q in požarnega režima P1 je osna sila stebra enaka $\mathcal{N}_1 = 721$ kN. S tem je nivo napetosti $\sigma_{s1} / \sigma_{y,20} = 0,25$, kjer smo s $\sigma_{y,20}$ označili trdnost jekla pri sobni temperaturi ($\sigma_{y,20} = f_{y,20} A$). Na sliki 10a prikazujemo spreminjanje faktorja uklonske dolžine stebra v odvisnosti od temperature za oba računska postopka. Na sliki 10a opazimo, da je faktor uklonske dolžine praktično neodvisen od temperature tudi pri analitičnem postopku. Vrednost se giblje okoli 0,5, kar je enako vrednosti, ki jo priporoča Evrokod 3. Če primerjamo spreminjanje kritične napetosti v odvisnosti od temperature (slika 10b), opazimo, da je tudi tokrat razlika med obema računskima postopkoma majhna. V obeh primerih začne kritična napetost izrazito upadati šele pri temperaturi okoli 400°C. Tako obnašanje je posledica upadanja trdnosti jekla s temperaturo, ki jo določa redukcijski koeficient $k_{y,T}$. To potrjuje slika 3b, kjer vidimo, da je koeficient $k_{y,T}$ pri temperaturah do 400°C enak 1, nad to temperaturo pa hitro upada. Porušitev stebra po predlaganem postopku nastopi pri temperaturi $T_{cr} = 691^\circ\text{C}$, medtem ko je ocena kritične temperature po EC 3 $T_{cr} = 683^\circ\text{C}$.

Steber S2. Zaradi zunanje obtežbe q in požarnega režima P2 je osna sila v stebra enaka $\mathcal{N}_2 = 333$ kN, nivo napetosti pa $\sigma_{s1} / \sigma_{y,20} = 0,11$. Spreminjanje kritične napetosti v odvisnosti od temperature je kvalitativno podobno kot pri stebra S1. Do uklona tokrat pride pri temperaturi $T_{cr} = 784^\circ\text{C}$ po EC 3 in pri $T_{cr} = 795^\circ\text{C}$ če uporabimo analitični postopek (slika 11b). Kot pri prejšnjem primeru je tudi tokrat razlika majhna. Kritična temperatura po EC 3 je nekoliko nižja. Opazna razlika pa nastopi pri faktorju uklonske

dolžine. Z analitičnim postopkom izračunamo $\alpha \approx 0,5$, kar je enako kot pri stebri S1. To je razumljivo, saj se tudi togosti nadomestnih vzmeti obeh stebrov le malo razlikujejo. Ker so sučne vzmeti praktično toge, se tudi stebel S2 obnaša kot obojestransko vpet z uklonsko dolžino $l_u = 0,5L$. Kljub temu EC 3 za stebre v vrhni etaži priporoča $\alpha = 0,7$, kar je več kot je treba, je pa na varni strani. Iz primerjav slik 10b in 11b vidimo, da je vpliv uklonske dolžine na kritično napetost v primeru postopka po EC 3 majhen. Nasprotno pa imata trdnost $f_{y,T}$ in tangentni modul E_T jekla, ki se močno zmanjšujeta z višanjem temperature, velik vpliv na kritično silo.



Slika 11 • Steber S2 – (a) spreminjanje faktorja uklonske dolžine s temperaturo in (b) spreminjanje kritične napetosti s temperaturo

5 • SKLEP

V članku je predstavljen analitični postopek za račun uklonske nosilnosti stebrov oziroma kritične temperature in kritičnega časa tlačno obremenjenih jeklenih stebrov, izpostavljenih razmeram, kakršne vladajo v požaru. Rešitev poiščemo na osnovi linearizirane teorije stabilnosti. Ta vodi k sistemu algebrskih enačb, iz katerega določimo T_{cr} in σ_{cr} stebra med požarom z inkrementno-iteracijskim postopkom. Z izbiro materialnega modela jekla pri povišanih temperaturah, kot ga določa EC 3, je predstavljen računski postopek za določitev

kritične temperature stebrov eksakten. S primerjavo uklonskih nosilnosti jeklenih stebrov, kot jih določata predstavljeni analitični postopek oziroma poenostavljeni postopek po EC 3, in s parametričnimi študijami smo ugotovili:

- da je kritična temperatura prvenstveno odvisna od vitkosti stebra in privzetega materialnega modela jekla;
- da ima materialna nelinearnost velik vpliv na kritično temperaturo in na uklonsko nosilnost jeklenih stebrov med požarom;

- da porušitev jeklenih stebrov med požarom sproži uklon in ne porušitev materiala;
- da je kritična temperatura za stebre srednjih vitkosti, kot jo določa EC 3, višja, kot jo določa analitični postopek;
- da se uklonske dolžine stebrov, ki so podprti s sučnimi in translatorskimi vzmeti, nezanemarljivo spreminjajo s temperaturo;
- da je predpostavka standarda EC 3 o konstantni vrednosti uklonske dolžine med požarom za stebre v vmesnih etažah oziroma v vrhni etaži podprtih okvirjev ustrezna za oceno nosilnosti stebra, vendar le ob pogoju, da se požar lahko razvije samo v posameznem sektorju.

6 • LITERATURA

- Ali, F., O'Connor, D., Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire, *Fire Safety J*, 36(7), 679–691, 2001.
- Burgess, I. W., Olawale, A. O., Plank, R. J., Failure of steel columns in fire, *Fire Safety J*, 18, 183–201, 1992.
- Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.2: General rules – Structural fire design, EN 1993-1-2, 2003.
- Flajs, R., Saje, M., Zakrajšek, E., On the existence and uniqueness of the generalized solution of Reissner's elastica, *Math Mech Solids*, 8, 3–19, 2003.
- Franssen, J. M., Dotreppe, J. C., Fire resistance of columns in steel frames, *Fire Safety J*, 19(2–3), 159–175, 1992.
- Franssen, J. M., Zaharia, R., Design of Steel Structures subjected to fire, Les Éditions de l'Université de Liège, 2006.
- Hozjan, T., Planinc, I., Saje, M., Srpčič, S., Buckling of an axially restrained steel column under fire loading, *Struct Eng Mech*, poslano v objavo, 2007.
- Huang, Z. F., Tan, K. H., Analytical fire resistance of axially restrained steel columns, *J Struct Eng ASCE*, 129(11), 1531–1537, 2003.
- Huang, Z. F., Tan, K. H., Effects of external bending moments and heating schemes on the responses of thermally-restrained steel columns, *Eng Struct*, 26(6), 769–780, 2004.
- Keller, H. B., Nonlinear bifurcation, *J Diff Eq*, 7(3), 417–434, 1970.
- Krauberger, N., Saje, M., Planinc, I., Bratina, S., Exact buckling load of a restrained RC column, *Struct Eng Mech*, 27(3), 293–310, 2007.
- Newman, G. M., Robinson, J. T., Bailey, C. G., Fire safe design: A new approach to multi-storey steel-framed buildings, Berkshire, SCI 2001.
- Planinc, I., Saje, M., A quadratically convergent algorithm for the computation of stability points: the application of the determinant of the tangent stiffness matrix, *Comp Methods Appl Mech Eng*, 169(1–2), 89–105, 1999.
- Reissner, E., On one-dimensional finite-strain beam theory: The plane problem. *J Appl Math Physics (ZAMP)*, 1972, 23(5), 795–804, 1999.
- SIST EN 1991-1-2:2004, Evrokod 1, Vplivi na konstrukcije, 1–2. del: Splošni vplivi – Vplivi na konstrukcije, izpostavljene požaru, 2004.
- Srpčič, S., Račun vpliva požara na jeklene konstrukcije, doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, 1991.
- Tang, C. Y., Tan, K. H., Ting, S. K., Basis and application of a simple interaction formula for steel columns under fire conditions, *J Struct Eng ASCE*, 2001, 127(10), 1206–1213, 1999.
- Wang, Y. C., Davies, J. M., Fire test of non-sway loaded and rotationally restrained steel column assemblies, *J Const Steel Research*, 59(3), 359–383, 2003.

HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV?

HIDROLOGY IN THE FUNCTION OF SOLUTIONS?

prof. dr. Mitja Rismal, univ. dipl. inž. grad.
Barjanska 68, Ljubljana

Strokovni članek
UDK: 556.51:628.11

Povzetek | Članek obravnava dva različna načina konstrukcije histogramov pretoka za določitev vodne bilance in prostornine akumulacij na potokih Mola, Klivnik in Padež iz razpoložljivih hidroloških podatkov. V konkretnem primeru, in danih hidroloških lastnostih povodij, daje korelacija pretokov sosednjih vodotokov na istem vodozbirnem območju boljše rezultate od korelacije med pretoki in padavinami.

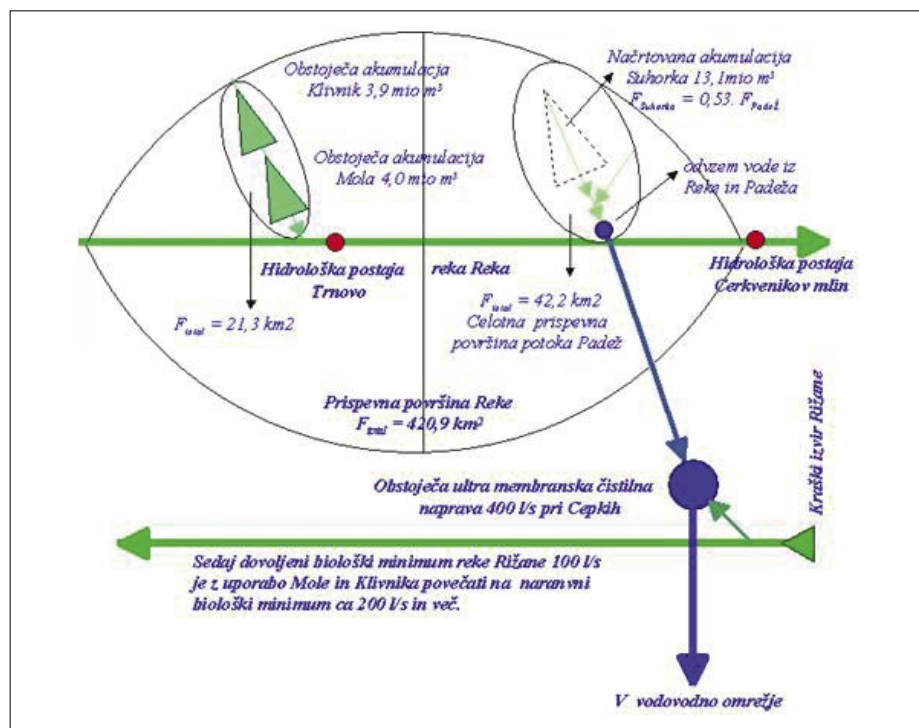
Summary | The paper deals with two different ways in construction of discharge histograms as a base for the water balance and necessary volume of water reservoirs in the creeks of Mola, Klivnik, and Padež. In the existent hydrologic conditions, the correlation of flows between the adjacent rivulets gave better results than the correlation between flows and the precipitation.

1 • UVOD S POJASNILOM PROBLEMATIKE IZBIRE IN DOLOČITVE VODNIH VIROV ZA RIŽANSKI VODOVOD

V Gradbenem vestniku je bilo v objavljenih člankih, ki so obravnavali vodno bilanco porabe vodovoda in obeh vodnih akumulacij Mola in Klivnik, argumentirano, da je v obeh akumulacijah dovolj vode za dolgoročne potrebe vodovoda in da zato gradnja načrtovane, 40 mio. EUR drage, 57 m visoke pregrade za novo vodno akumulacijo Suhorka ni potrebna. Namen tega prispevka pa je, da na podlagi hidrološke sheme obravnavanih vodnih virov (slika 1) osvetli tudi hidrološka izhodišča, na katerih je vodna bilanca zasnovana.

Pomanjkanje vode v vodovodih večkrat pripisujejo »velikim sušam«, ne pa neustreznemu načrtovanju, ki sloni na strokovno pomanjkljivih ali celo napačnih ocenah zmogljivosti vodnih virov, kot je to primer v obravnavanem projektu za vodo iz vodne akumulacije Suhorka oziroma Padež.

Za zmotne ocene o zmogljivosti vodnih virov so sicer lahko vzrok tudi pomanjkljivi hidrološki podatki in nezadostne meritve, kar pa za obravnavani projekt akumulacije Suhorka nika- kor ne velja, saj so bile in so na voljo, kot vidimo iz nadaljevanja, več kot 50-letne meritve vseh vodnih virov, relevantnih za projekt vodovoda.



Slika 1 • Hidrološka shema reke Reke in Rižane z obstoječimi akumulacijami Mola in Klivnikom ter načrtovano akumulacijo Suhorka

Za izdelavo vodne bilance, ki preverja razmerje med (utemeljenim) povpraševanjem po vodi in izdatnostjo vodnih virov, so bili na razpolago naslednji podatki:

1. podatki o padavinah na dežernih postajah v Ilirski Bistrici, Podgradu, Trstu itd. ter časovno omejeni podatki dežerne postaje v Tatrah;
2. podatki dnevnih pretokov reke Reke na vodomernih postajah Trnovo in Cerkvenikov mlin (glej sliko 1) od leta 1953 naprej;
3. podatki dnevnih meritev reke Rižane na vodomerni postaji Kubed II pod odvzemov vode za Rižanski vodovod;
4. meritve pretokov potoka Padež med letoma 1958 in 1973;
5. podatki meritev iztokov iz akumulacij Mole in Klivnika od leta 1988 naprej;
6. prostornina obeh akumulacij, izražena s funkcijo globine $V (m^3) = f(H, v, m)$;
7. potek spreminjanja mesečne porabe vodovoda v načrtovanem obdobju.

Za v projektu obravnavane vodne akumulacije Molo in Klivnik ter Suhorko (Padež) je mogoče te podatke razvrstiti v dve skupini.

V prvo skupino sodijo meritve vseh za vodno bilanco akumulacij relevantnih podatkov, ki omogočajo brez korelacij, torej neposredno, izdelavo vodne bilance:

- a) za Molo in Klivnik neposredne, danes že 20-letne (1988–2008) dnevne meritve vseh iztokov iz Mole in deloma iz Klivnika ter nihanj vodne gladine v obeh akumulacijah;
- b) tudi 15-letne meritve pretokov Padeža (1958–1973) omogočajo, enako kot pod a), neposredno izdelavo vodne bilance.

V drugi skupini pa ni podatkov o iztokih iz obeh akumulacij za obdobje, ko še niso bile zgrajene, ampak so le podatki meritev o pretokih Reke na vodomernih postajah Trnovo in Cerkvenikov mlin in podatki o padavinah v letih od 1953 do 2008, ki pa omogočajo

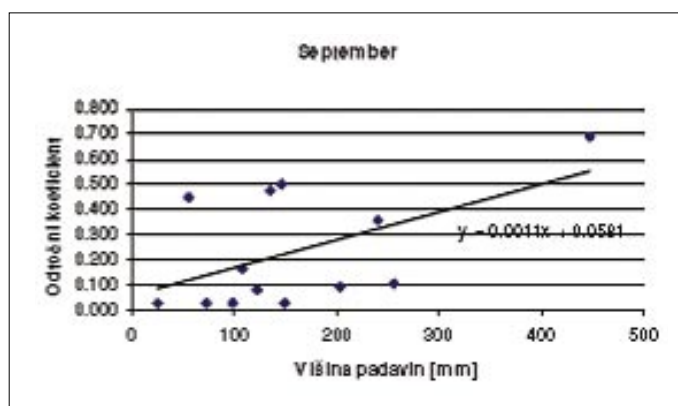
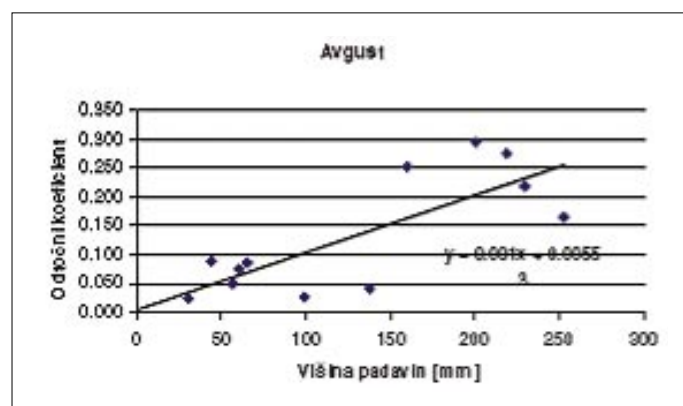
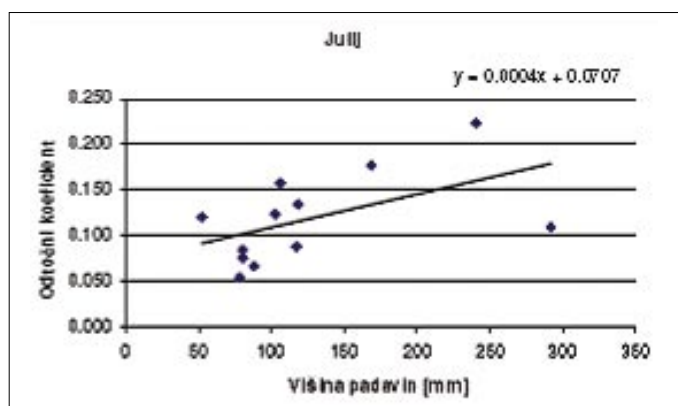
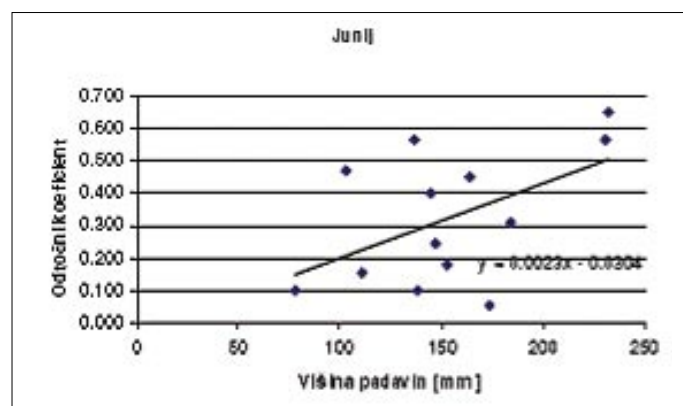
le posreden način izdelave vodne bilance s korelacijami, in sicer:

- c) z uporabo dvojne korelacije – prve med merjenimi pretoki Padeža (1958–1973) in merjenimi padavinami na relevantni dežerni postaji na Tatrah in druge korelacije med padavinami na Tatrah in na sosednjih dežernih postajah: Podgrad, Ilirska Bistrica, Trst idr.;

- d) z uporabo neposredne, enkratne korelacije med merjenimi pretoki Padeža in Reke pri Cerkvenikovem mlinu v istem obdobju 1958–1973;

za obdobje od 1953 do 1988, ko ni bilo meritev na Moli, je mogoče, ob upoštevanju sorodnosti in velikosti prispevnih površin obeh vodotokov, rezultate te korelacije pretokov med Padežem in Reko uporabiti tudi za bilanco akumulacij Mole in Klivnika. V primerjavi s postopkom pod c) daje ta metoda, kot sledi iz nadaljevanja, boljše rezultate.

2 • DIREKTNA KORELACIJA PRETOKOV PADEŽA IN REKE JE ZANESLJIVEJŠA OD INDIRECTNE KORELACIJE S PADAVINAMI



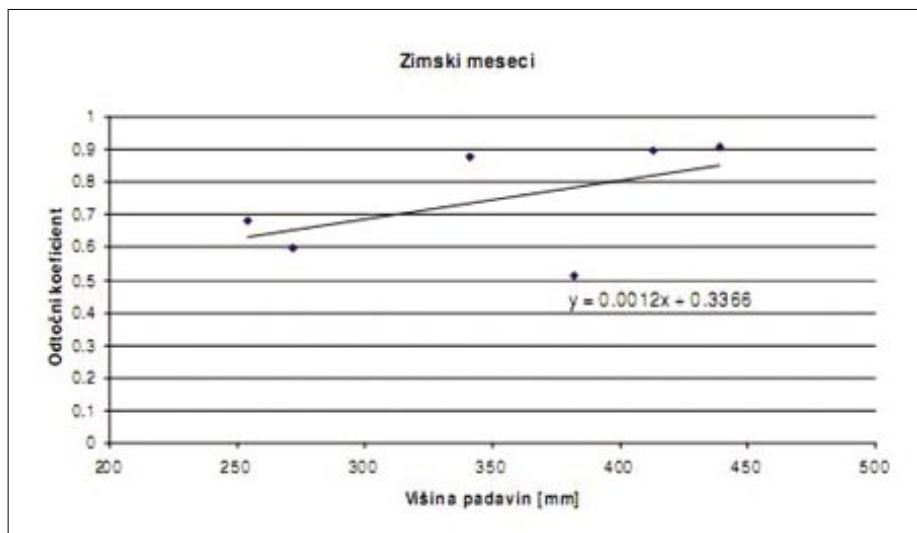
Slika 2 • Korelacije med merjenimi mesečnimi pretoki Padeža in padavinami za mesece junij–september (Elaborat KSH FGG v projektu IEL, 3.2.1 Vodna bilanca, str. 44., 15. 3. 2006.)

Meritve na obstoječih akumulacijah, opisanih pod a) in b), za izdelavo vodne bilance Mole in Klivnika v celoti zadostujejo, ker avtomatično vključujejo tudi podatke o izhlapevanju vode iz obeh akumulacij. Ocena izhlapevanja je potrebna le za načrtovano akumulacijo Padež.

Za leta pred izgradnjo obeh akumulacij, ko ni na voljo meritev pretokov Mole in Padeža, pa je mogoče vodno bilanco izdelati bodisi na način pod c) ali pod točko d).

Postopek in rezultati izvedenih korelacij za način pod točko c), ki jih je za akumulacijo Suhorka (Padež) v okviru projekta IEI za oskrbo Obale in Krasa z vodo izdelal KSH – FGG (projektne sklop 3.2.1 Izdelava vodne bilance, 5. 7. 2006., in dopolnitev tega dokumenta iz decembra 2007), pa pokažejo, da najvišji povprečni letni koeficient prve korelacije med mesečnimi padavinami sosednjih postaj in za Padež relevantno dežemerno postajo Tatre znaša le 0,812.

Zaradi bolj razpršenih podatkov, prikazanih na slikah 2 in 2a, so mesečni koeficienti druge korelacije med odtočnimi koeficienti in padavinami (ki na obeh slikah sicer niso navedeni) še nižji od 0,812. KSH – FGG je k obstoječim 15-letnim raziskavam na Padežu izvedel še dodatno triletno (2004–2007) raziskavo, ki



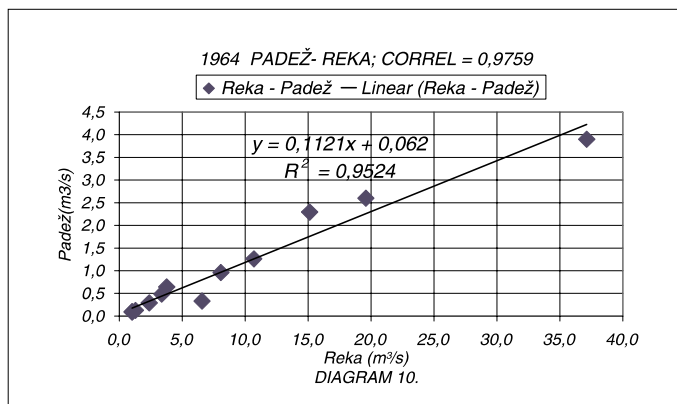
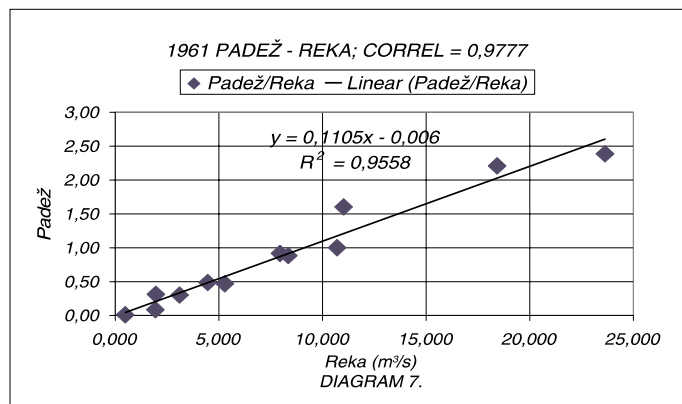
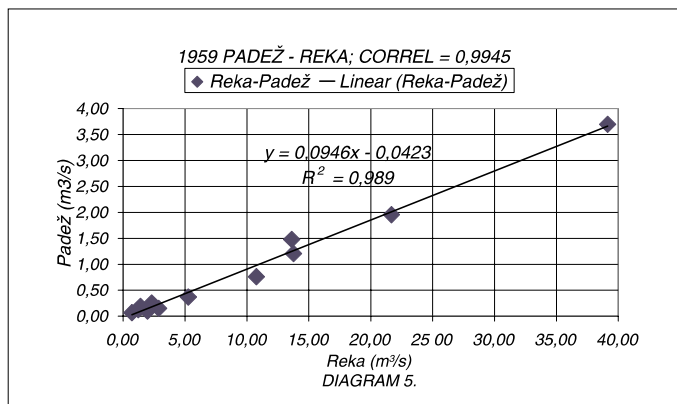
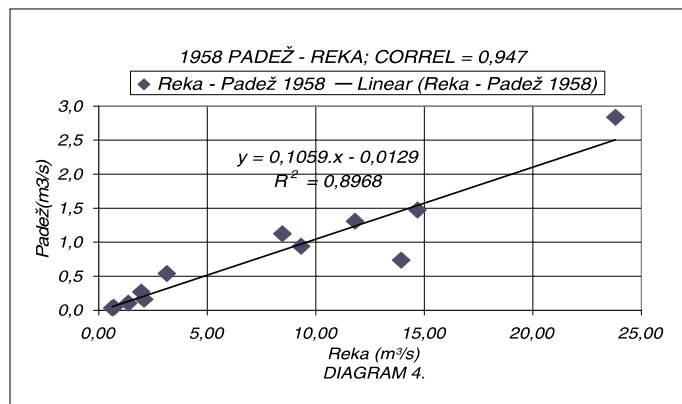
Slika 2a • Korelacije med merjenimi mesečnimi pretoki Padeža in padavinami v zimskih mesecih za obdobje december-februar (Elaborat KSH FGG v projektu IEI, 3.2.1 Vodna bilanca, str. 44., 15. 3. 2006.)

pa k že obstoječim 15-letnim meritvam ni prispevala uporabnejših podatkov.

Neposredne korelacije pod točko d) pa KSH – FGG sploh ni izvedla, bi jim pa pokazala, kot je razvidno iz preglednice 2 in slike 3, da obstaja po podatkih 15-letnih meritev med pre-

toki Padeža in reke Reke pri Cerkvenikovem mlinu večja stopnja korelacije s povprečnim koeficientom 0,93, v posameznem letu 1959 pa celo 0,9945.

Na sliki 4 je prikazano, kako neposredna korelacija zajema naravno zakonitost, da razmer-



Slika 3 • Korelacija med izmerjenimi pretoki Padeža in reke Reke

Korelacija mesečnih pretokov Reke v Trnovem in pri Cerkenikovem mlinu									
Povprečni koeficient korelacije 0,957									
Leto	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966
Koeficient korelacije	0,993	0,993	0,995	0,963	0,802	0,948	0,984	0,969	0,966

Preglednica 3 • Korelacija med merjenimi pretoki reke v Cerkenikovem mlinu in v Trnovem (1958–1966)

Elaborat KSH-FGG, Poglavje 3.2.1 Vodna bilanca str. 41. Projekt IEI, 15. 3. 2006.				
		Tabela 17	Tabela 18	Tabela 19
		Tatre-Trst	Tatre– Ilirska Bistrica	Tatre-Podgrad
Št.	mesec	Koef. korelacije	Koef. korelacije	Koef. korelacije
1	Januar	0,837	0,834	0,936
2	Februar	0,897	0,914	0,950
3	Marec	0,904	0,938	0,941
4	April	0,795	0,783	0,782
5	Maj	0,781	0,778	0,804
6	Junij	0,655	0,784	0,732
7	Julij	0,602	0,769	0,752
8	Avgust	0,667	0,812	0,804
9	September	0,796	0,832	0,906
10	Oktober	0,800	0,904	0,953
11	November	0,816	0,831	0,907
12	December	0,734	0,871	0,925
	Leto	0,714	0,812	0,747

Preglednica 1 • Korelacije med dežemerno postajo Tatre in sosednjimi dežemernimi postajami po KSH FGG

je med specifični odtoki manjših voda, v tem primeru potokov Mole in Padeža, v primerjavi z večjo Reko hitreje upadejo, v ekstremnih sušah pa lahko tudi presušijo. Pri tem je na sliki 4 privzeto, da sledi dinamika odtokov Mole zaradi bližine in podobnih hidroloških pogojev dinamiki odtokov Padeža v razmerju njihovih prispevnih površin. Z enačbo 1. regresijske premice lahko izrazimo zvezo med pretoki Padeža in Reke za sušno leto 1959 z visoko stopnjo korelacije (0,9945) in najnižjimi razmerji Q_{Mole}/Q_{Reke} , oziroma koeficienti odtokov Mole v opazovanem obdobju:

$$Q_{Mole} = (0,0946 * Q_{Reke} - 0,0423) * \frac{F_{Mole}}{F_{Padež}} \quad (1)$$

kjer so: Q ... pretoki vodotokov, F ... površine vodozbirnega območja.

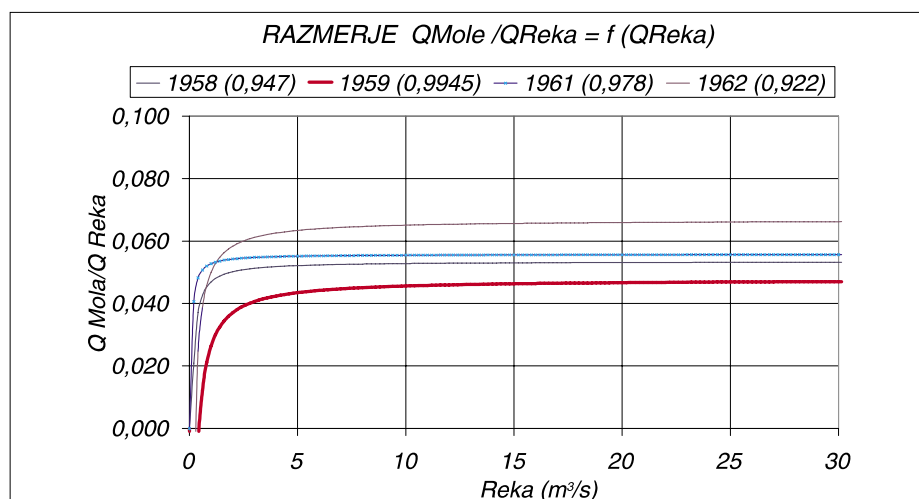
Kot kaže slika 4., se mesečni koeficienti odtokov spreminjajo, odvisno od hidroloških lastnosti posameznih let. Da bi končni rezultat ostal na varni strani, smo v obravnavani vodni bilanci upoštevali iz slike 4 krivuljo z najnižjimi vrednostmi Q_{Mole}/Q_{Reke} , podani z enačbo 1.

Ker pa je v obravnavani vodni bilanci za vodovod predvidena možnost zajema vode za vodovod tudi iz Reke pri Cerkenikovem mlinu (glej Sliko 2. v članku Rismal 2007), smo na podlagi rezultatov s slike 5., ki kaže visoko korelacijo (koeficient 0,993) pretokov Reke

Korelacija povprečnih merjenih mesečnih pretokov Padeža in Reke pri Cerkv. mlinu med letoma 1958 in 1973								
Povprečni koeficient korelacije je 0,93								
Leto	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965
Koeficient korelacije	0,970	0,995	0,949	0,978	0,922	0,817	0,976	0,971
Leto	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973
Koeficient korelacije	0,918	0,955	0,867	0,937		0,94	0,835	0,9

Preglednica 2 • Korelacija med merjenimi pretoki Padeža in reke Reke pri Cerkenikovem mlinu med letoma 1958 in 1973

v vodomernih profilih Trnovo in Cerkvenikov mlin, tudi preverili, ali se na tem odseku voda Reke ne izgublja v podtalje. Da se ne izgublja pa potrjujejo tudi druge dolgoletne meritve ARSO.



Slika 4 • Razmerje med pretoki Mole in Reke v odvisnosti od pretokov reke Reke

3 • HISTOGRAMI MERJENIH IN RAČUNANIH PRETOKOV PADEŽA (MOLE) V SUŠNEM LETU 1973 DOKAZUJEJO POTREBNO VARNOST V IZRAČUNIH UPORABLJENE DIREKTNE KORELACIJE

Korektnost in varnost rezultatov direktne korelacije smo preverili tako, da smo iz leta 1973 merjenih pretokov Reke z enačbo 1. regresijske premice za leto 1959 (uporabljeno v bilanci) izračunali pretoke Mole za leto 1973. Tako izračunane pretoke Mole pa smo primerjali z v istem letu 1973 izmerjenimi pretoki Padeža oziroma Mole. Slednje smo določili po enačbi 2, z upoštevanjem

razmerja prispevnih površin:

$$Q_{Mole} = \frac{F_{Mole}}{F_{Padež}} \cdot Q_{Padež, merjeno} \quad (2)$$

Izračunani in izmerjeni pretoki Mole s pripadajočimi vsotnimi črtami so prikazani v preglednici 4 in na sliki 6. Iz obeh je raz-

vidno, da so vsi tekom leta merjeni vsotni pretoki Mole, izraženi v prostornini V (m^3), v letu 1973, ki je za vodno bilanco relevantno, večji od izračunanih po enačbi 1. Enako velja za posamične mesečne pretoke. Manjše je odstopanje le po koncu sušnega obdobja, kjer so izračunani pretoki za ca. 10 %, edino v septembru za 42 % večji od merjenih.

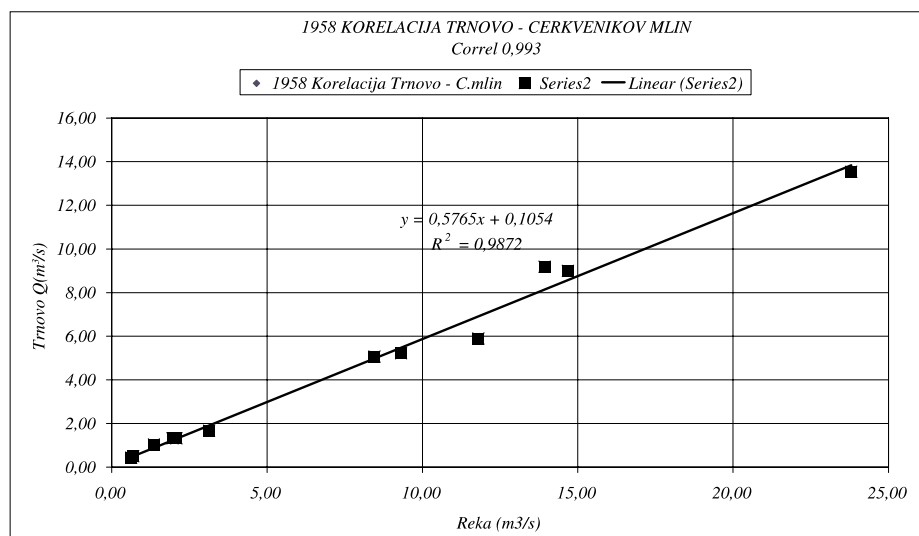
Primerjave z Molo in Klivnikom, kar je bila prva naloga obravnavanega vodovodnega projekta z akumulacijo Suhorka, pa elaborat KSH – FGG sploh ne obravnava, projektant pa jo kot napačno neutemeljeno zavrača, kar sem komentiral v zadnjem članku (Gradbeni vestnik, jan. 2008).

4 • ZAKLJUČNO MNENJE

Na v tem in v prejšnjih člankih opozorjene nekonsistentnosti in napake obravnavanega projekta IEL nisem opozoril le, ker izgradnja načrtovane (40 mio. EUR drage) vodne akumulacije Suhorka ni potrebna. Dokazov za to je dovolj.

Primer neustreznega projektiranja namreč kaže tudi na problem vprašljive strokovne etike in odgovornosti, kar škoduje razvoju in ugledu hidrotehnične stroke, morda najbolj ravno na področju preskrbe s pitno vodo ter odvoda in čiščenja odpadnih voda.

Problematično je tudi, da je bila o tako zahtevnem projektu 15 let onemogočena vsakršna strokovna razprava. Projekt pa je bil zaupan inženirju projekta (skupini inženirjev različnih strok) in projektantu, ki za to strokovno področje nimata potrebne strokovne usmeritve niti referenc.

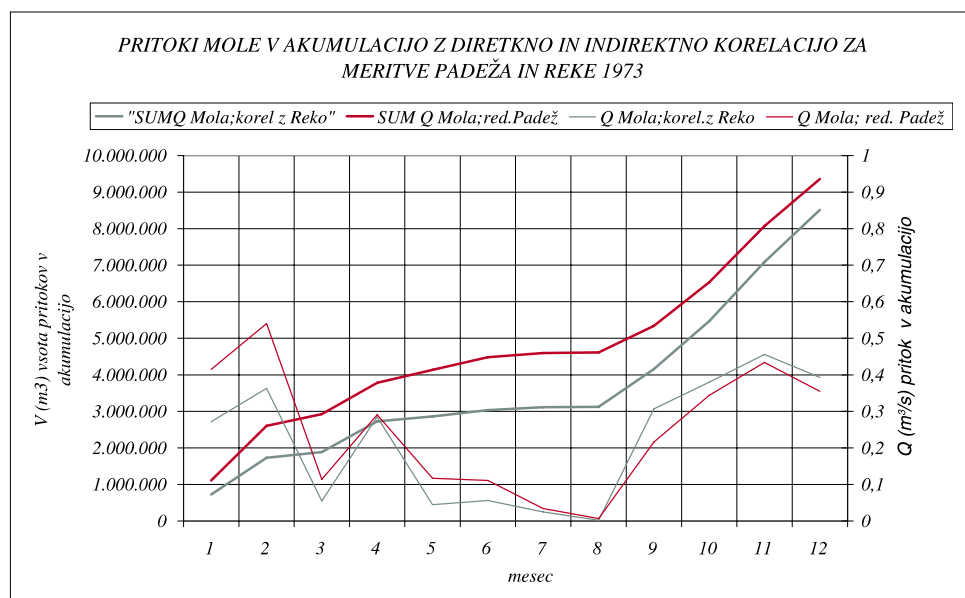


Slika 5 • Korelacija merjenih pretokov na vodomernih postajah Trnovo in Cerkvenikov mlin

Nerazumljivo pa je tudi, da na tem področju pretežni investitor nima nobene strokovno-meritorne komisije z odgovornostjo in referencami.

Primerjava računskih in merjenih mesečnih pretokov Mole (Padeža) za leto 1973						
		Enojna Korelacija s pretoki Reke		Merjeni in na Molo reducirani pretoki Padeža		
		Mola	Mola	Mola	Mola	Padež
MESEC	dni	m³/s	m³/mesec	m³/s	m³/mesec	m³/s
januar	31	0,272	728.261	0,415	1.112.609	0,823
februar	28	0,363	878.309	0,540	1.305.319	1,069
marec	31	0,055	147.273	0,114	304.176	0,225
april	30	0,285	739.305	0,291	753.572	0,576
maj	31	0,045	121.777	0,117	312.287	0,231
junij	30	0,056	143.878	0,111	286.514	0,219
julij	31	0,025	67.981	0,034	91.929	0,068
avgust	31	0,002	5.487	0,007	17.575	0,013
september	30	0,307	795.706	0,216	559.946	0,428
oktober	31	0,380	1.018.445	0,344	920.640	0,681
november	30	0,456	1.182.957	0,434	1.123.816	0,859
december	31	0,393	1.052.233	0,355	951.733	0,704
		6.881.611 m³		7.740.116 m³		
		razlika 858.504 m³				

Preglednica 4 • Primerjava in vsote pretokov Mole in Klivnika, izračunanih po korelaciji s pretoki Reke pri Cerkvenikovem mlinu, in pretokov, določenih z redukcijo $Q_{Mole} = F_{Mole}/F_{Padež} * Q_{Padež}$ merjenih pretokov Padeža



Slika 6 • Primerjava histogramov in vsotnih črt pretokov Mole in Klivnika, izračunanih po korelaciji s pretoki Reke pri Cerkvenikovem mlinu, in pretokov, določenih z redukcijo merjenih pretokov Padeža $Q_{Mole} = F_{Mole}/F_{Padež} * Q_{Padež}$, dokazuje, da daje metoda korelacije pretokov Mole s pretoki Reke varne rezultate

Odgovor avtorja na strokovne pripombe F. Maleinerja na članek M. Rismala: Problematika negospodarne dispozicije blata iz ljubljanske čistilne naprave v Gradbenem vestniku (maj 2008)

Franc Maleiner, univ. dipl. inž. kom., diskutira z mnenji, ki jih v svojem članku nisem napisal. Njegovi navedbi o racionalnosti anaerobne stabilizacije blata pri napravah z denitrifikacijo pa je težko pritrditi. Kar argumentiram z energetske bilanco v svojem članku, je potrjeno tudi v praksi, na primer: od ljubljanske čistilne naprave na 5-krat večji napravi Ruhleben v Berlinu.

1. V svojem članku se nikjer ne opravičujem, ker se blato iz čistilnih naprav v Sloveniji ne uporablja na poljih.

Za ljubljansko čistilno napravo pa ocenjujem, da bi bila »sonaravna« dispozicija blata logistično zahtevna, verjetno pa zaradi pomanjkanja kmetijskih površin tudi težko izvedljiva.

Sicer pa izrecno poudarjam, da je uporaba blata ustrezne kakovosti na poljih, kjer so ekonomski in ekološki pogoji najprimernejši.

Pred mnogimi leti sem to večkrat, žal večinoma neuspešno, predlagal, in sicer, da se prouči možnost aplikacije blata na – zaradi odvzema šote – prizadetih površinah Ljubljanskega barja.

2. V obravnavanem članku odlaganja blata na komunalno deponijo ne obravnavam kot trajni, temveč, po vzoru celjske čistilne naprave, le kot možni prehodni način do končne rešitve v sklopu vseh mestnih odpadkov.

V članku pa argumentiram območja samosežigalne sposobnosti blata in da gradnja dragih gnilišč na ljubljanski čistilni napravi za sušenje blata z bioplino ni bila gospodarna, ker je na mestni deponiji za sušenje blata na voljo nekajkrat več odpadne toplote in bioplina tudi za končni samostojni sežig blata.

Dokaz za to, da gnilišča za proizvodno bioplina in sušilnice blata na ljubljanski čistilni napravi niso racionalna rešitev, je 5-krat večja čistilna naprava III. stopnje z denitrifikacijo RUHLEBEN v Berlinu z 1,6 mio. PE (sliki 1 in 2), kjer so zgrajena gnilišča s prostornino **52.000 m³ že leta 1985 opustili!** Mehansko dehidrirano



Slika 1 • Čistilna naprava RUHLEBEN v Berlinu čisti 1,6 mio. PE, 2,86 m³/s sušnega in 6,9 m³/s padavinskega dotoka. Že leta 1985 so opustili 8 anaerobnih reaktorjev za proizvodnjo bioplina (gnilišč) s po 6.500 m³, skupaj 52.000 m³ prostornine. Sedaj so uporabljeni za izravnalni rezervoar blata pred njegovim sežigom.



Slika 2 • Sežigalnica blata z 8 opuščeni gnilišči za upravno zgradbo čistilne naprave. Poleg blata iz čistilne naprave sežigajo še blato čistilne naprave za pitno vodo.

blato pa brez sušenja, z **dodatkom zunanje energije**, sežigajo. To potrjuje tudi pravilnost energetske analize v mojem članku, da blato s 25 % do 30 % organske suhe snovi iz čistilnih naprav III. stopnje z denitrifikacijo za sežig nima dovolj lastne energije.

Torej nasprotno od trditev F. Maleinerja ekonomičnost čistilnih naprav brez anaerobne stabilizacije blata ni omejena le na

naprave do 80.000 PE, temveč – kot kaže primer čistilne naprave Ruhleben – tudi na 20-krat in večje čistilne naprave.

To, kot sem napisal v svojem članku, toliko bolj drži za ljubljansko čistilno napravo, kjer zaradi obilice plina na mestni deponiji zunanji zemeljski plin za sežig blata sploh ne bi bil potreben.

Če bi namesto dragih gnilišč in sušilnice zgradili na deponiji sežigalnico blata, bi bil

problem blata v Ljubljani že danes rešen. Verjetno pa bi bilo najracionalnejše, kot v Celju, problem rešiti skupaj z drugimi mestnimi odpadki.

Druge pripombe oziroma diskusija F. Maleinerja so zunaj konteksta mojega članka.

prof. dr. Mitja Rismal

Nova publikacija Zgodovina cest na Slovenskem

Leta 1972 je izšla prva publikacija Zgodovina cest na Slovenskem. To je prva in doslej edina publikacija, v kateri je opisan zgodovinski razvoj cest na slovenskem ozemlju, na tem izredno pomembnem evropskem prostoru, od pradobe do danes.

Gradnja avtocest na Slovenskem je šele v celoti odprla knjigo zgodovine tega ozemlja. Arheološke najdbe večtisočletne zgodovine tega področja kažejo, kako izredno dinamična je njegova prometna zgodovina, katere ljudstva in narodi so bili tu naseljeni in potovali po teh poteh in tudi pustili sledove, ki jih danes sestavljamo v mozaik naše preteklosti.

Slovenski cestarji zanemarjamo svojo zgodovino. Pozabljamo ali celo ignoriramo izredne napore, ki smo jih – zlasti v zadnjih desetletjih – vložili v izgradnjo cestne infrastrukture. Redke publikacije, ki bolj ali manj kronološko naštevajo zgrajene objekte, so pozabljene po predalih. Menimo pa, da smo dolžni zapustiti prihajajočim generacijam dokumente, ki kažejo naša prizadevanja in

napore, vložene v izgradnjo cestne infrastrukture v preteklih letih, kar je nedvomno podvig stoletja.

Z namenom, da nadoknadimo zamujeno, smo se odločili, da izdamo novo publikacijo, ki bo prikazala razvoj cestnega omrežja na Slovenskem od pradobe do danes.

Prikazan bo zgodovinski razvoj cestnega omrežja in opremljen z ustreznim zemljevidom za vsako obdobje. Ponazorjene bodo glavne smeri in stanje cest na Slovenskem v posameznih obdobjih z opisom, kdo je skrbel za njihovo gradnjo, financiranje in vzdrževanje. Opisani bodo načini pobiranja cestnine v posameznih obdobjih, upravna delitev cest in njihova delitev po pomembnosti. Podane bodo informacije o gradnji in njihovi konstrukciji. Opisani bodo dejavniki, ki so vplivali na uporabo določenih cest, njihovi glavni uporabniki ter oblike cestnega prometa. Obravnavan bo vpliv ceste na pokrajino, njihov kulturni pomen in vpliv na vsakdanje življenje.

Za novejšo obdobje (od konca 1. svetovne vojne dalje) bo opisana hierarhična razdeli-

tev cest, organizacijske oblike njihovega upravljanja, za zadnje obdobje pa razvoj in gradnja avtocestnega sistema v Republiki Sloveniji ter njihova vključitev v sistem evropskih glavnih cestnih smeri.

Avtorji publikacije bodo sodelavci Univerze v Ljubljani in strokovnjaki, ki so že in še sodelujejo pri gradnji naših cest. Vsa zgodovinska dejstva bodo podprta z dokazi iz strokovne literature in virov, ki so zgodovinarjem na voljo.

Delo in izdaja publikacije bosta organizacijsko vodena v okviru družbe DRC, Družba za raziskave v cestni in prometni stroki Slovenije, d.o.o., Masarykova cesta 14, 1000 Ljubljana. Publikacija bo obsegala približno šest avtorskih pol, to je 150 strani na kvalitetnem papirju, in bo tiskana v 100 izvodih. Stroški sestava in tiska so ocenjeni na približno 14.000 evrov z vključenim DDV-jem.

Publikacija bo predvidoma izšla do konca letošnjega leta.

Miran Marussig, univ. dipl. inž. grad.

Sodelovanje z inženirji iz Furlanije in Julijske krajine

31.31 marzo scorso si sono incontrati al confine davanti alla stazione ferroviaria di Nova Gorica i rappresentanti degli editori delle riviste *Rassegna tecnica del Friuli Venezia Giulia* e *Gradbeni vestnik* di Lubiana Slovenia. Insieme hanno visitato il Museo del Friuli Venezia Giulia, il Museo di storia naturale di Gorizia e il Museo di storia naturale di Trieste. Inoltre hanno visitato il Museo del Friuli Venezia Giulia, il Museo di storia naturale di Gorizia e il Museo di storia naturale di Trieste. Inoltre hanno visitato il Museo del Friuli Venezia Giulia, il Museo di storia naturale di Gorizia e il Museo di storia naturale di Trieste.

Protokol - Protocollo

o sodelovanju med uredništvi revij
sulla collaborazione delle redazioni delle due riviste

Rassegna tecnica del Friuli Venezia Giulia
in/è
Gradbeni vestnik Lubiana, Slovenia

con il quale le direzioni delle due riviste si impegnano a
po katerem se vodstvi obeh revij zavazujeta, da bosta
trasmettere cinque copie del proprio periodico all'indirizzo della redazione della rivista
partner;
pubblicare almeno due volte all'anno gli articoli di autori della rivista partner ospitati
sulle proprie pagine
priobčevati vsaj dvakrat letno članke gostujočih piscev iz partnerske revije
organizare convegni comuni,
organizati skupne posvete,
organizare escursioni tecniche con visite di opere d'ingegno famose sulle quali sono
stati pubblicati degli articoli sui due periodici e
organizati strokovne ekskurzije z ogledi gnanjem in base fono, okaterih in govori
članki v omenjenih revijah in
individuare approcci alternativi innovativi nella collaborazione reciproca
iskati druge innovazioni pristope medsebojnega sodelovanja.

Solkan, 31. marca 2008

Za *Gradbeni vestnik*:

Preddorbenik in odgovorni urednik
mag. Andrej Kerin

Odgovorni urednik
prof. dr. Janez Dubovnik

Solkan, 31 marzo 2008

per la *Rassegna tecnica*

Il Presidente del Consiglio editoriale
Stefano Del Giudice

Il Redattore capo
Gaetano Cola

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Jernej Planinšek, Idejne zasnove preureditve križišč na cesti G1-4, odsek 1262, za odpravo »črnih točk«, mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor viš. pred. dr. Peter Lipar

Brigita Čoha, Turistična cesta Adrialpika na odseku Ajdovščina–Štanjel – idejna študija variant, mentor doc. dr. Alojzij Juvanc, somentor asist. mag. Robert Rijavec

Peter Selan, Vpliv izvedbe komasacije stavbnih zemljišč na ekonomsko uspešnost projekta Planina jug, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Borut Karl, Prenova zdraviliškega doma v Rimskih toplicah, mentor izr. prof. dr. Roko Žarnić

Marijan Koren, Vodenje porabe materialov v proizvodnji montažnih elementov, mentor doc. dr. Sebastijan Bratina

Matje Lavtar, Analiza gradnje trgovskega centra QLANDIA, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić

Aleš Ojsteršek, Informacijska podpora procesom graditve in vzdrževanja cestne infrastrukture, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić

Tomaž Potrpin, Uporaba programskega okolja Vico Control 2008 na primeru planiranja gradbenih del stanovanjsko poslovnega objekta, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor asist. dr. Aleksander Srdić

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Igor Spasojević, Spiralna krožna križišča – kapaciteta in projektni elementi, mentor doc. dr. Tomaž Maher, somentor viš. pred. dr. Peter Lipar

Janja Žeželj, Gospodarnost in vplivi nizkotemperaturnih asfaltov na okolje, mentor prof. dr. Janez Žmavc

Martin Ponikvar, Tehnologije odstranjevanje metana na odlagališčih, mentor izr. prof. dr. Boris Kompare, somentor Darinka Ignjatović

Peter Sušnik, Optimizacija stroškov in prihranek površin pri komunalnem opremljanju zemljišč, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Luka Dušić, Vpliv omejitev prostorskega načrtovanja na uspešnost investiranja v nepremičnine, mentor izr. prof. dr. Maruška Šubic-Kovač

Lovro Hleb, Strateško planiranje v slovenski gradbeni industriji, mentor doc. dr. Jana Šelih

Špela Petelin, Uporaba metode Benchmarking na področju komunalnih dejavnosti, mentor izr. prof. dr. Albin Rakar

Jurij Žejn, Simulacija porušitve Trimo sendvič panelov zaradi gibanja pločevine, mentor izr. prof. dr. Boštjan Brank, somentor Bojan Jarec, univ. dipl. inž. stroj.

Mitja Jurgele, Postopki za izboljšanje bituminiziranih zmesi, mentor prof. dr. Janez Žmavc

Iztok Šušteršič, Analiza prednapetih križno lepljenih lesenih plošč, mentor izr. prof. dr. Roko Žarnić, somentor asist. dr. Bruno Dujič

MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Rok Marsetič, Modeliranje vpliva cestnine na izbiro poti v cestni mreži, mentor doc. dr. Marijan Žura

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Predrag Ristić, Primer montažne hiše »Lumar«, mentor izr. prof. dr. Miroslav Premrov, somentor doc. dr. Peter Dobrila

Jani Trojner, Odpadne vode v občini Gorišnica, mentor viš. pred. Matjaž Nekrep Perc, univ. dipl. inž. grad., somentor dr. Janja Kramer

Drago Žnidarič, Referenčni jekleni objekti sveta, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Simon Šilih

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Boštjan Ber, Statična in trdnostna analiza lesene skeletne montažne hiše, mentor izr. prof. dr. Miroslav Premrov, somentor Matjaž Tajnik, univ. dipl. inž. grad.

Darja Bezovnik, Jekleni petnadstropni trgovski objekt, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Simon Šilih

Andraž Divjak, Potresna analiza AB prostorskega okvirja, mentor izr. prof. dr. Matjaž Skrinar

Matija Iršič, Energijsko varčne inteligentne zgradbe, mentor red. prof. dr. Danijel Rebolj

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Lucija Ambrož, Pregled terminoloških orodij za gradbeništvo v angleškem jeziku, mentorja red. prof. dr. Branko Bedenik-FG in red. prof. dr. Duško Uršič – EPF, somentorja doc. dr. Metka Brkan in pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.

Rok Cimerman, Konstrukcija lesene montažne Marles hiše in analiza marketinškega komuniciranja, mentorja izr. prof. dr. Miroslav Premrov – FG in red. prof. dr. Boris Snoj – EPF, somentor pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.

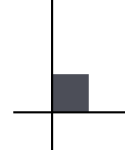
Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, univ. dipl. inž. grad.

Vsem diplomantom čestitamo!

Skladno z dogovorom med ZDGITS in FGG-UL vsi diplomanti gradbenega oddelka Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani prejemaajo Gradbeni vestnik (12 števil) eno leto brezplačno. Vse, ki bodo želeli po prejemu 12. številke postati redni naročniki, prosimo, naj to čimprej sporočijo uredništvu na naslov: GRADBENI VESTNIK, Leskoškova 9E, 1000 Ljubljana; telefon: (01) 52 40 200; faks: (01) 52 40 199; e-mail: gradb.zveza@siol.net.

ZDGITS in Uredništvo Gradbenega vestnika

KOLEDAR PRIREDITEV



17.-21.8.2008

9th International Conference on Concrete Pavements
San Francisco, California, ZDA
www.concretepavements.org/9thiccp

27.-30.7.2008

6th National Seismic Conference on Bridges and Highways (6NSC)
Charleston, Južna Karolina, ZDA www.scdot.org/events/6NSC/default.shtml

3.-5.9.2008

EUROSTEEL 2008
Gradec, Avstrija
www.eurosteel2008@tugraz.at

4.9.2008

RECLAIM WATER
Mednarodna zaključna konferenca EU projekta
Maribor, Slovenija
iei@iei.si

5.9.2008

TECHNEAU Konferenca
Mednarodna konferenca – oskrba s pitno vodo
Maribor, Slovenija
iei@iei.si

9.9.2008

15. jubilejni slovenski kolokvij o betonih:
Izkušnje pri gradnji in sanaciji zahtevnih betonskih objektov
Ljubljana, Cankarjev dom, dvorana E3-4, Slovenija
www.irma.si

9.-11.9.2008

1th International Conference on Transportation Construction Management
Orlando, Florida, ZDA
www.2008tcmconference.volpe.dot.gov

17.-19.9.2008

7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (BEFIB 2008)
Chennai (Madras), Indija
www.befib2008.iitm.ac.in

23.-25.9.2008

International Symposium Drava River Vision
Maribor, Slovenija
www.izvrs.si

9.-10.10.2008

Deutscher Stahlbautag 2008
Mainz, Congress Centrum, Nemčija
vowe@deutscherstahlbau.de

9.-10.10.2008

SDGK 2008
30. zborovanje gradbenih konstrukterjev
Bled, Slovenija
www.sdgk.si

20.-22.10.2008

SURF 2008
6th symposium on pavement surfaces characteristics
Portorož, Slovenija
www.surf2008.si

22.-24.10.2008

9. slovenski kongres o cestah in prometu
Portorož, Slovenija
www.drc.si
drc@drc.si

24.-26.11.2008

2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2008)
Cape Town, Južna Afrika
www.civil.uct.ac.za/iccrrr

20.-22.5.2009

5th International Conference on Construction in the 21st Century
CITC-V, Carigrad, Turčija
www.fiu.edu/~citic

5.-9.10.2009

17th International Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
Alexandria, Egipt
www.2009icsmge-egypt.org

Rubriko ureja • **Jan Kristijan Juteršek**, ki sprejema predloge za objavo na e-naslov: msg@izs.si



ŠTIRIKOLESNI NAGON



Nissanova terenca **Pathfinder** in **X-Trail** sta inteligentno zlitje neverjetno zmogljivih vozil 4x4 in človeku prijaznih, varnih avtomobilov. Nikoli vas ne razočarajo, pa naj bo to na grobem, težko prehodnem terenu ali v mestni, z betonom prekriti džungli. Da je prvinskost nekaj danega, boste ugotovili v trenutku, ko se usedete za volan katerega od Nissanovih terencev.

Zagotovo lahko trdimo tudi, da sta Pathfinder in X-Trail vsestranska, saj ju iz udobnih osebnih vozil lahko preprosto predate v lahki tovorni vozili, zaradi česar boste, če ste pravna oseba, upravičeni do povračila DDV*.

* Pravne osebe so upravičene do povračila DDV. Predelavo vozila plača kupec sam. Predelava vozila je možna na X-Trailu in Pathfinderju. Pathfinder: poraba goriva kombinirano (l/100 km) 9,8-10,2 l/100km. Emisija CO₂: 264-276 g/km. X-Trail: poraba goriva kombinirano (l/100 km) 7,1-9,6 l/100km. Emisija CO₂: 190-230 g/km. Slika je simbolna. Pooblaščen uvoznik: Renault Nissan Slovenija d.o.o., Dunajska 22, 1511 Ljubljana. www.nissan.si LUNA/TBWA

Pooblaščen prodajalci vozil Nissan: **AVTOHIŠA REAL**, Ljubljana, 01 589 13 12, **KRULC**, Moravče, 01 723 12 00, **AVTOHIŠA FERK**, Maribor, 02 333 81 00, **AVTO KOLETNIK**, Maribor, 02 234 05 55, **AVTO KOLETNIK PSC RADLJE**, Radlje ob Dravi, 02 888 00 44, **R.S.L. LEVEC**, Petrovče, 03 425 45 26, **AVTO MOČNIK**, Kranj, 04 281 77 11, **ASP**, Lesce, 04 535 34 50, **TRGO ABC PE TOLMIN**, Tolmin, 05 380 00 24, **TRGO ABC PE KOPER**, Koper, 05 663 61 10, **TRGO ABC PE AJDOVŠČINA**, Ajdovščina, 05 364 33 04, **TRGO ABC PE NOVA GORICA**, Nova Gorica, 05 335 44 11, **TPV AVTO**, Novo Mesto, 07 391 82 83, **AVTOHIŠA RAJBAR**, Murska Sobota, 02 532 12 09, **AVTOTEHNIKA CELJE**, Celje, 03 426 33 16



SHIFT_expectations