





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, oktober 2008, letnik 57, str. 265-292

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:

3050 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 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 22,95 EUR; za študente in upokojence 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 vstet 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 266

Luka Bizjak, univ. dipl. inž. grad.

IZVEDBA NARIVANJA MOSTU ČEZ SAVO PRI HE KRŠKO

EXECUTION OF INCREMENTAL LAUNCHING FOR BRIDGE OVER RIVER SAVA BY HE KRŠKO

stran 271

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.

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

OCENA POTRESNE VARNOSTI ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI (1) – ZASNOVA ŠTUDIJE IN EKSPERIMENTALNI REZULTATI

SEISMIC SAFETY EVALUATION OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS WITH STRONG
CONNECTIONS (1) – THE CONCEPT OF THE STUDY AND EXPERIMENTAL RESULTS

stran 279

doc. dr. Dušan Žagar, univ. dipl. inž. grad.

izr. prof. dr. Matjaž Četina, univ. dipl. inž. grad.

prof. dr. Rudi Rajar, univ. dipl. inž. grad.

v. p. mag. Marko Perkovič, univ. dipl. inž. lad. stroj.

v. p. mag. Franc Dimc, univ. dipl. inž. el.

DOLOČANJE VIŠINE VALOV ŽARADI MANJŠIH PLOVIL IN VETRA TER MOŽNE EROZIJE BREGOV NA JEZERIH

DETERMINATION OF THE HEIGHT AND LENGTH OF WAVES CAUSED BY SMALLER BOATS
AND WIND, AND POSSIBLE EROSION OF LAKE SHORES



Odmevi

stran 287

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

Simon Rusjan, univ. dipl. inž. vod. kom. inž.

STROKOVNE PRIPOMBE NA ČLANEK PROF. M. RISMALA HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV?

stran 289

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

POJASNILO PROF. BRILLYJU NA NJEGOVE PRIPOMBE K ČLANKU HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV?

stran 290

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.

KOMENTAR K ČLANKU »BOČNA ZVRNITEV LESENEGA KROŽNEGA LOKA«

AVTORJEV U. RODMANA, M. SAJETA, I. PLANINCA IN D. ZUPANA, KI JE BIL OBJAVLJEN
V GRADBENEM VESTNIKU AVGUSTA 2008

Novi diplomanti

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

Koledar prireditev

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

Slika na naslovnici: Most čez Savo na obvoznici Krško, foto Luka Bizjak

IZVEDBA NARIVANJA MOSTU ČEZ SAVO PRI HE KRŠKO

EXECUTION OF INCREMENTAL LAUNCHING FOR BRIDGE OVER RIVER SAVA BY HE KRŠKO

Luka Bizjak, univ. dipl. inž. grad.

Gradis GP Ljubljana, d. o. o.
C. Krimskega odreda 140, 1360 Vrhnika
luka.bizjak@gradis-gpl.si

Strokovni članek

UDK: 624.21

Povzetek | V prispevku je opisan segment gradnje novega mostu čez reko Savo pri Krškem, ki bo del krške obvoznice. Predstavljeno je projektiranje in izvajanje narivanja konstrukcije mostu kot najzahtevnejšega tehnološkega procesa pri gradnji, ki je zaradi značilne oblike mostu imelo svoje posebnosti. Most dolžine 151,65 m premošča reko Savo v 5 razponih. Gradnja je potekala po tehnologiji postopnega narivanja v poljih 2 do 5 ter na nepomičnem odru v polju 1. Prečni prerez mostu je enocelična škatla, razen v polju 1, kjer sta zaradi razširitve mostu dodani dve stojini. Most je eden najkrajših v Sloveniji, ki se je izdelal po tehnologiji postopnega narivanja. Tehnologija je že dobro poznana, vendar je imela izvedba tega mostu zaradi zelo majhnega horizontalnega radija $R = 180$ m in postavitve vmesnih podpor svoje posebnosti.

Summary | The paper presents a segment of constructing the new bridge over the river Sava near Krško, which will be a part of the Krško bypass. The design and the execution of incremental launching of the bridge construction, as the most pretentious part of the building, which has its own particularities due to the characteristic design of the bridge, are presented. The bridge length is 151,65 m and has 5 spans. The used technology for construction was incremental launching in the fields 2 to 5 and on scaffolding in the field 1. The cross section of the bridge is mono-cellular and box-shaped, except in the field 1, where two walls were added during the widening of the bridge. This bridge is one of the shortest in Slovenia that was constructed with incremental launching technology. This technology is already well known however, the construction of this bridge had its own particularities due to very small horizontal radius $R = 180$ m and the erection of intermediate supports.

1 • UVOD

Krško je večje mesto v spodnjesavski regiji, ki se nahaja na lokaciji, kjer reka Sava pride iz ozke doline in začne teči preko Krško-Brežiškega polja. Preko Krškega poteka pomemben prometni koridor v smeri S–J od Koroške do Bele Krajine. Krško je tudi mesto, ki ga reka Sava deli na dva dela – na staro jedro na desnem bregu in novi industrijski del

na levem bregu. Edini most v Krškem že dolgo ne zmore prenašati povečanih prometnih obremenitev. Najbližja mostova čez Savo sta v Brestanici, 4 km gorvodno, ter v Brežicah približno 11 km dolvodno. Lokalne ceste, ki ju povezujejo, so neprimerne za preusmeritev prometa, s čimer bi razbremenili glavne ceste.

Zaradi razbremenitve prometa skozi stari del Krškega je Direkcija za ceste Republike Slovenije sklenila zgraditi obvoznico Krško. Zaradi danih lokacijskih pogojev je bila umešitev trase težavna in kot najprimernejša rešitev se je izkazala preusmeritev preko reke na levi breg, kjer je še prostor za umestitev prometnice. Trasa poteka iz smeri Sevnice preko mostu še pred pričetkom mestnih površin, nato poteka po poplavni ravnici ob železniški progi, pod starim mostom ter nato se vrne na desni breg preko drugega mostu

in se priključi na glavno prometnico proti priključku avtoceste Ljubljana–Obrežje. Zaradi neposredne bližine lokacije HE Krško se je kot investitor priključil tudi Holding Slovenske elektrarne, ki namerava zgornji most uporabiti pri gradnji hidroelektrarne. Tako je most tudi dobil ime Most čez Savo pri HE Krško in bo prva lefa svojega obratovanja služil zgolj izgradnji hidroelektrarne, po kateri je dobil ime, šele ko bo dokončana obvoznica in spodnji most, pa bo polno služil svojemu namenu.

Osnovni podatki o objektu:

Naziv: Most čez Savo pri HE Krško

Investitor: DRSC, HSE, Občina Krško

Projektant: Ko-Biro, d. o. o.

Izvajalec: Primorje d. d. Ajdovščina

Podizvajalec za izvedbo narivanja in napenjanja: Gradis GP Ljubljana

Velikost: L = 151, 65 m, Š = 12,26 m

2 • POGOJI PREMOSTITVE

Lokacijsko je most postavljen izven naseljene območja Krškega v smeri proti Sevnici. Stisnjen je med strmo brežino na desnem ter železniško progo Ljubljana–Dobova na levem bregu. Takoj za odcepom od sedanje glavne ceste se obvoznica že nahaja na mostu, preko katerega se zasuka, da se priključi vzporedno ob železnico. Tako se trasa na zelo omejenem prostoru zasuka za skoraj 90°, kar daje mostu značilno ukrivljeno obliko proti levemu bregu. Odcep

od glavne ceste je oblikovan kot krožišče, zato se most zvončasto razširi proti desnemu bregu, kar da mostu končni oblikovni zaključek.

Projektna naloga, ki je pogojevala izgradnjo mostu, je vsebovala zahtevo, da se preko mostu vodi več instalacij, poleg visokonapetostnih vodov iz elektrarne tudi vodovod, zato je prečni prerez mostu oblikovan kot prednapeta armiranobetonska škatla z obojestranskima konzolama. Višina škatle je omejena

s spodnje strani z višino visokih voda reke Save ter zgoraj s potekom nivelete, tako da znaša statična višina škatle v osi konstrukcije 2,07 m. Ta višina popolnoma zadostuje za izvedbo prekladne konstrukcije mostu z narivanjem, ker znaša karakteristični razpon med vmesnimi podporami 34,2 m, to pomeni, da je vitkost konstrukcije $h/\ell \approx 1/18$. Svetla odprtina škatle znaša samo 1,63 m, kar je povzročalo precej problemov med samo izvedbo.

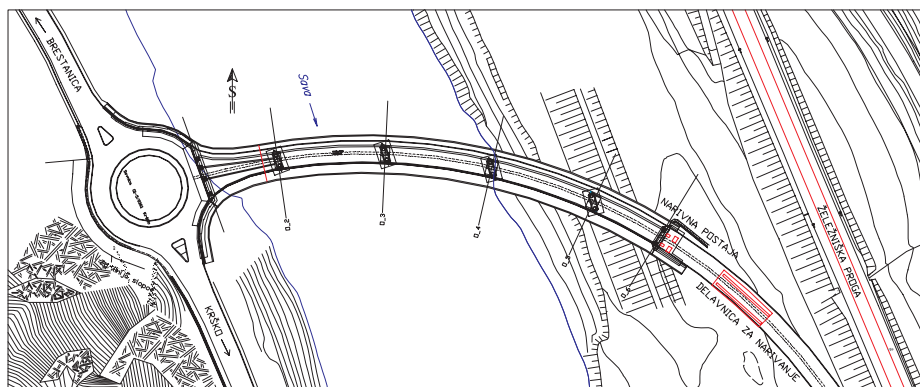
3 • ZASNOVA OBJEKTA

Most je zasnovan s štirimi vmesnimi podporami, tako da premosti reko Savo preko petih razponov. Razponi so usklajeni s položajem prelivnih polj in turbin na hidroelektrarni HE Krško. Vmesne podpore so oblikovane kot stene s koničasto oblikovanimi krajšimi stranicami in so temeljene na pilotnih gredah in pilotih. Vmesne podpore se je izvedlo iz začasnega nasipa v strugi reke Save s pomočjo pogrezajočih vodnjakov. Stene so med seboj vzporedne, ker so postavljene v smeri toka reke. Prekladna konstrukcija poteka v radiju, zaradi tega se z vsako vmesno podporo seka pod drugim kotom. Niveleta ceste preko mostu poteka v radiju 180 m. Pozicija in geometrija mostu je predstavljena na sliki 1.

Reka Sava je za slovenske razmere sorazmerno velika reka, ki pa ima skorajda hudourniški značaj. Kot tehnologija gradnje je bila tako izbrana tehnologija gradnje prekladne konstrukcije s postopnim narivanjem, ki omogoča

neovirano gradnjo konstrukcije po tem, ko so vmesne podpore izvedene. Med samo gradnjo je Sava večkrat narasla in povzročila veliko težav med gradnjo vmesnih podpor. Gradnje pa ni ovirala, ko se je izvajalo prekladno konstrukcijo. Narivanje se je izvedlo z levega

brega v osmih delovnih taktih. Na ta način se je izvedlo konstrukcijo mostu med osmi 6 in 2 ter 4-metrsko konzolo preko podpore 2. Polje med osem 1 in 2, ki je zaradi razširitve neprimeren za narivanje, se je izvedlo na mestu s pomočjo nepomičnega odra.



Slika 1 • Dispozicija mostu

4 • PROJEKTIRANJE IZVEDBE PREKLADNE KONSTRUKCIJE

Pred pričetkom gradnje je vedno treba rešiti vse detajle, tako da lahko gradnja neovirano teče. Zaradi oblike objekta so tu nastopale specifične težave, ki se pri običajnih izvedbah narivanja ne pojavljajo ali ne predstavljajo problema. Glavni vir težav je predstavljal izredno majhen radij pri izvedbi narivanja, poleg tega so težave povzročale poševne vmesne podpore glede na os prekladne konstrukcije ter raven kljun za narivanje. Zaradi konca narivanja v polju med osema 1 in 2 je bila težavna demontaža kljuna, ki je potekala v polju, kjer je bilo treba postaviti delovni oder zaradi varnega dela. Kot dodatna oteževalna okoliščina pa je nastopila zelo nizka svetla višina škatle, ki je onemogočala normalno delo.

Pri tako obsežni problematiki je bilo treba pristopiti k celovitemu reševanju problemov, še posebej, ker so se tu pojavili unikatni problemi. Sam proces je trajal dlje časa ter je zahteval popravljanje in dopolnjevanje posameznih rešitev, ki so se sprva zdele ustrezne, naknadno pa se je izkazalo, da je rešitev prinesla več težav, kot jih rešila. V grobem se da razdeliti probleme v dve skupini, ki ju bomo podrobneje obravnavali.

4.1 Majhen radij in usmerjanje konstrukcije

Gradnja konstrukcij s postopnim narivanjem je mogoča le, če je objekt oblikovan v premi ali s konstantnim radijem. Manjša odstopanja je mogoče korigirati s spreminjanjem velikosti konzol, vendar mora biti floris spodnje plošče konstrukcije v pravilni geometriji. Konstrukcija drsi preko vmesnih podpor po dveh vzporednih drsnih linijah, ki jih definiramo z razmakom obeh pasnic kljuna za narivanje. V osi drsnih linij so na vmesnih podporah postavljene drsne plošče, preko katerih drsi konstrukcija med narivanjem s pomočjo posebnih teflonskih plošč z majhnim trenjem. Na vmesnih podporah se postavi bočna vodila, s katerimi usmerjamo konstrukcijo.

Most v Krškem ima pravilno geometrijo za izvedbo narivanja, razen polja med osema 1 in 2, ki se je izvedel na odru, vendar je konstanten radij zelo majhen. Pri takem radiju je treba aktivno usmerjati konstrukcijo v pravo smer s pomočjo bočnih vodil, ker jo narivna hidravlika potiska naravnost, konstrukcija pa zavija v radij. Pri tem nastajajo precejšnje odklonske sile na bočna vodila.

Oprema, ki smo jo uporabili za izvedbo narivanja, deluje po principu trenja, tako da par dvizhne hidravlike privzdigne konstrukcijo, potisna hidravlika pa potisne naprej dvizhno. Pri tem se zaradi trenja tudi narivana konstrukcija pomakne naprej. Hidravlike so med seboj osno razmaknjene za 3,3 m. Pri tem je radij zunanje drsne linije za 3,5 m večji od notranjega. V praksi to pomeni, da mora imeti v posamezni delovni operaciji hidravlike, ki je dolga 25 cm, notranja hidravlika 5 mm krajši hod. Kasneje, ko je konstrukcija vpeta v bočna vodila na več točkah, se hod hidravlike medsebojno prilagodi, ker deluje po sistemu vezne posode.

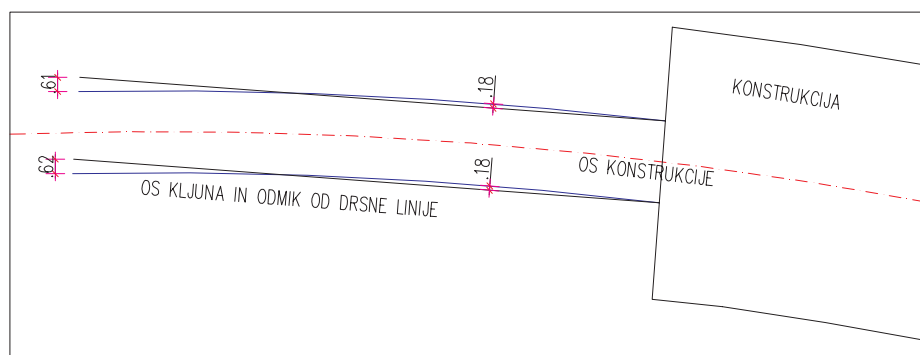
Treba je bilo rešiti narivanje prvega segmenta, tako da ga bo mogoče usmerjati, kljub temu da je s konzolami skoraj tako širok, kot je dolg. Končna rešitev je predvidela postavitev dodatnega para bočnih vodil med delavnico in narivno postajo ter vlečenje z vijačnimi drogovi Ø36: po en par na vsako stojino kljuna. Zakaj je bilo potrebno vlečenje, bo opisano v naslednjem poglavju, tu pa povejmo, da je bil narejen poseben detajl, ki je bil potreben za prehod drogov skozi odlagalno sedlo. S tem smo se izognili vnosu strižnih sil v drogove. Zaradi radija se je namreč med vleko spreminjal kot, pod katerim smo vlekli konstrukcijo naprej. Drogove smo pritrdili na vsako stran obeh dvizhnih hidravlik skozi za prav ta namen narejena ušesa. Dodatni par bočnih vodil je bil postavljen 1 m pred končno pozicijo prvega segmenta, tako da se ga je lahko pravilno usmerilo v končno pozicijo. Pred tem je konstrukcijo usmerjal par bočnih vodil na izhodu iz delavnice in deloma tudi sam opaž delavnice. Kot smo predvidevali, smo lahko konstrukcijo usmerjali tudi z vlečnimi drogovi, tako da smo pri zatezanju matic na notranjem paru pustili potrebno zračnost.

Na vseh vmesnih podporah smo postavili par bočnih vodil za usmerjanje konstrukcije. Ker so stebri oblikovani in usmerjeni glede na tok reke Save, bi bilo težko montirati bočna vodila iz jeklenih profilov, pritrjenih z vodoravno postavljenimi vijačnimi palicami. Taka pritrditev bi zahtevala specialno predelavo vsakega bočnega vodila posebej, poleg tega bi sidrišča posegala v samo konstrukcijo stebra. Odločili smo se za uporabo trikotnih bočnih vodil, ki so postavljena na vrh blazine začasnih ležišč in so pritrjena z navpičnimi sidranimi navojnimi palicami. Slabost takih ležišč je njihova fiksiranost. Stene prekladne konstrukcije je nemogoče narediti v popolnoma pravilni liniji, tako da se pri drsenju mimo vodil vsako odstopanje pozna s povečano silo na bočna vodila. Težavo se je dalo rešiti z večjim razmakom med konstrukcijo in bočnim vodilom ter s spreminjanjem števila lesenih plošč, ki jih zalagamo med teflonsko ploščo in betonsko konstrukcijo, kar zahteva stalno pozornost pri narivanju.

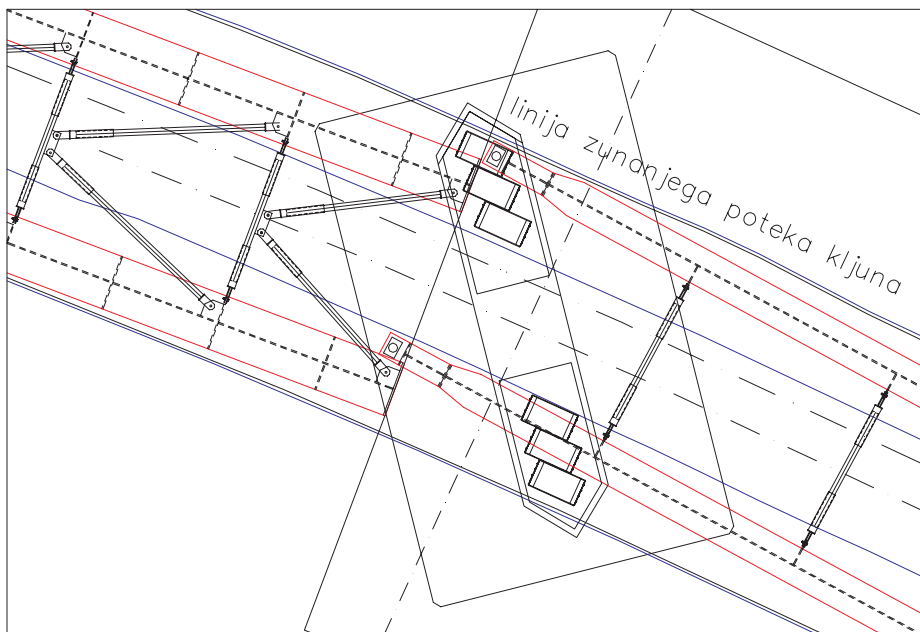
4.2 Ravnost kljuna in prehod preko stebra

Za izvajanje narivanja se na začetek konstrukcije pritrdi jekleno konstrukcijo, da se s tem razbremeni prednji del narivane konstrukcije, na katero delujejo največje konzolne obremenitve tik pred prihodom na vmesno podporo. Tej začasni konstrukciji rečemo kljun za narivanje. Teža te konstrukcije je precej manjša, kot je teža betonske, zato so povese konzole precej manjši. Za izvedbo mosta pri HE Krško smo uporabili kljun dolžine 25 m, ki je sestavljen iz dveh segmentov dolžine 16 in 9 m.

Konstrukcija kljuna je ravna, most pa je v radiju. Ker je kljun sestavljen iz dveh segmentov, smo imeli možnost, da bi kljun »zlomili« na stiku ter posamezen segment postavili kot fetivo na radij. Vendar je radij konstrukcije tako majhen, da bi imeli še vedno prevelike puščice na vsak segment, poleg tega bi bil kljun tako



Slika 2 • Postavitev linije kljuna glede na drsno linijo



Slika 3 • Prehod kljuna preko vmesne podpore v osi 5

razprti na stiku, da ne bi mogel opravljati svoje funkcije. Kljun smo postavili ravno, da deloma seka radij kot tetiva, deloma se tangencialno odmika. Tako smo dobili čim manjše odmike od drsne linije, ki znašajo 61 cm na zunanjo stran radija in 18 cm na notranjo stran, postavitev je predstavljena na sliki 2.

Med narivanjem smo pri prehodu preko vmesnih podpor imeli 80 cm prečnega drsenja kljuna. Na drsnih ležiščih smo uporabili drsne plošče širine 45 cm, torej smo morali postaviti

tri vzporedne plošče na vsako drsno ležišče. Zaradi majhnega trenja teflonskih plošč ni bilo ovir za prečno drsenje kljuna. Prehod kljuna preko vmesne podpore v osi 5 je predstavljena na sliki št. 3. Na sliki je kljun ob prihodu na steber, ter ko preide steber, vrisana je tudi linija poteka zunanjih robov kljuna.

Zaradi prečnega drsenja kljuna preko vmesnih podpor smo lahko montirali bočna vodila šele, tik preden je prišel betonski prerež do drsnega ležišča. Sidra za vodila smo morali

postaviti v utor in preko njih postaviti drsno ploščo. Ko je betonski prerež prišel do stebra, smo odstranili vse drsne plošče na vsakem ležišču, razen tiste na drsni liniji konstrukcije, ter montirali bočno vodilo.

Zaradi takšne postavitve kljuna smo morali kljun pri montaži postaviti tako, da je pasnica kljuna nalegala na dvižno hidravliko izven njene osi. Pri takšni postavitvi ne moremo privzdigniti konstrukcije, ker bi med dvigom začelo sukati dvižno hidravliko. Zato smo se odločili, da bomo prvi segment potegnili z vlečnimi drogovi. Tako smo do prehoda kljuna preko narivne postaje zamenjali rebrasto odlagalno ploščo na odlagalnem bloku z drsnim ležiščem ter s pomočjo navojnih drogov potegnili konstrukcijo naprej. Pri tem je narivna hidravlika opravljala samo funkcijo naprej-nazaj.

Poseben problem je predstavljala postavitve vmesnih podpor, ki križajo konstrukcijo pod koti 39°, 28°, 20°, 12°, gledano v smeri narivanja od osi 5 do osi 2. Zaradi povesa konzole je pri narivanju treba privzdigniti prednji del kljuna, ki je navadno opremljen s hidravličnimi dvigalkami. V primeru, da je podpora pod kotom glede na kljun, pride do podpore le ena polovica kljuna. Enostransko privzdigovanje bi vneslo torzijo v konstrukcijo kljuna in jo morda celo preneslo na konstrukcijo mostu. Da smo se temu izognili, smo privzdignili sprednji del kljuna za predviden posed, ki je računsko znašal 6 cm. S tem smo dosegli »mehki« prehod kljuna na vmesno podporo brez večjih enostranskih privzdigovanj.

5 • IZVEDBA

Izvajanje prekladne konstrukcije se je začelo decembra 2007, kar ni bil ugoden čas za izvajanje, vendar je bilo treba nadaljevati z deli zaradi kratkega roka, ki ga je narekoval terminski plan izgradnje HE Krško.

Narivanje objekta se je začelo ravno med božično-novoletnimi prazniki, zato so bile porodne težave toliko večje in je vlečenje prvega segmenta trajalo dalj časa. Kljub dobri pripravi se vsega ni dalo predvideti, predvsem je bila neznanka, kako se bo konstrukcija dejansko obnašala. Kot zelo pomembno se je izkazalo, da je vodja narivanja udeležen že pri projektiranju in da je dobro seznanjen z objektom. Med vlečenjem prvega segmenta je bilo vmesno odstopanje od smeri tudi po nekaj centimetrov, vendar je bila končna pozicija v



Slika 4 • Postavitev kljuna na narivno hidravliko

okviru dovoljenih toleranc. Samo vlečenje je potekalo gladko in se je tudi dalo usmerjati konstrukcijo z navojnimi drogovi. Konstrukcija je bila lahka in sile, ki so nastopale, so bile zelo majhne, zato je hitro prišlo do večjih odstopanj že pri manjši nepazljivosti.

Na sliki 4 je predstavljena postavitev kljuna na narivno hidravliko. Pri taki postavitvi hidravlika ne more privzdigniti kljuna, ker jo med dvigovanjem začne zvrčati. Pred pričetkom narivanja je bilo treba sprostiti kljun, kjer je bil podprt med montažo. Uporabili smo lažje hidravlične dvigalke, ker si z dviznimi nismo mogli pomagati.

Pri narivanju vsakega objekta traja narivanje prvega segmenta dlje časa in tudi ta ni bil izjema. Potem je delovni proces stekel, vendar se ni dalo držati tedenskega ritma, ker se je prečnike izdelovalo skupaj s segmenti. To je bilo potrebno zaradi majhne višine škatle, ki bi močno otežila naknadno izdelavo. Kljub stalnim težavam z usmerjanjem med narivanjem ni bilo končno odstopanje smeri posameznega takta nikoli večje od 15 mm.

S prehodom kljuna preko stebrov zaradi različnih križanj ni bilo težav. Zaradi majhnega radija je bilo na pogled videti še 5 m pred stebrom, kot da bo kljun šel mimo stebra, kot je videti na sliki 6, vendar se to ni zgodilo. Dvig kljuna spredaj se je izkazal za pravilno odločitev. Izkazalo se je, da bi bilo bolje, da so bočna vodila deloma podajna, ki omogočajo manjše bočne pomike zaradi toleranc pri izvedbi. V primeru bočnih vodil s horizontalnim sidranjem z navojnimi palicami lahko konstrukcija odmakne vodilo, vendar večji kot je odklik, večja je sila na konstrukcijo.



Slika 5 • Prihod kljuna na steber v osi 5



Slika 6 • Pogled preko kljuna v smeri narivanja

6 • SKLEP

Ponovno se je izkazalo, kako pomembno je, da se v fazi projektiranja predvidi vse dejanske in potencialne probleme in pripravi ustrezno rešitev

zanje. Reševanje takšnih težav je interdisciplinarna dejavnost in zahteva tako teoretična znanja kot praktične izkušnje z izvajanjem.

Na koncu je pa vedno tako, da se uporabniki mostu sploh ne zavedajo, s kakšnimi težavami je bil most zgrajen in koliko truda in nečloveških naporov so vložili tisti, ki so pri gradnji sodelovali.

OCENA POTRESNE VARNOSTI ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL Z MOČNIMI STIKI (1) – ZASNOVA ŠTUDIJE IN EKSPERIMENTALNI REZULTATI

SEISMIC SAFETY EVALUATION OF PRECAST INDUSTRIAL BUILDINGS WITH STRONG CONNECTIONS (1) – THE CONCEPT OF THE STUDY AND EXPERIMENTAL RESULTS

prof. dr. Matej Fischinger, univ. dipl. inž. grad.

dr. Miha Kramar, univ. dipl. inž. grad.

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

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

Znanstveni članek

UDK 624.012.45:624.042.7

Povzetek | V treh povezanih člankih prikazujemo rezultate evropskega projekta »Obnašanje montažnih betonskih konstrukcij pri potresnem vplivu – raziskave v podporo Evrokodu 8«. Narejeni so bili psevdodinamični in ciklični preizkusi modelov značilnih enoetažnih armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki (nosilnost stikov je bila določena s postopkom načrtovanja nosilnosti). Ocenjena je bila potresna odpornost in ranljivost ter narejena sistematična študija potresnega tveganja za ta tip konstrukcij na področju Slovenije. Rezultati so omogočili kritično oceno in izboljšavo relevantnih zahtev v evropskih standardih Evrokod 8. V tem prvem članku so poleg opisa raziskav podrobneje obravnavani eksperimentalni rezultati. Eksperimenti so potrdili, da je bila stropna konstrukcija zadosti toga v svoji ravnini. Konstrukcija se je obnašala kot sistem povezanih konzolnih stebrov. Obnašanje stebrov z velikim indeksom strižnega razpona je bilo znatno drugačno od obnašanja manj vitkih stebrov. Stebri so imeli veliko deformacijsko kapaciteto. Opažena je bila zelo kratka dolžina plastičnega členka ob vpetju. Gostota stremen na tem mestu je pomembno vplivala na odziv. Že minimalna vzdolžna armatura je preizkušancu z majhno maso zagotovila veliko rezervo nosilnosti glede na projektne zahteve. Ti rezultati so omogočili formulacijo numeričnega modela, ki smo ga v nadaljevanju uporabili v študiji potresnega tveganja.

Summary | The results of the EU project "Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research" are presented in three interrelated papers. Pseudo-dynamic and cyclic tests of the prototypes of typical one-storey precast industrial buildings were performed. The strength of the (strong) connections had been determined by the capacity design procedure. Seismic resistance and vulnerability were studied and seismic risk analysis for this type of buildings in Slovenia was made. Based on these results, the relevant requirements in Eurocode 8 were critically evaluated and improved. In this (first) paper, the overview of the research is given

and the experimental results are discussed. Experiments confirmed the in-plane rigidity of the roof structure. Consequently, the building behaved as an assemblage of cantilever columns. The behaviour of the columns having high shear-span ratio (12, 5) was essentially different when compared with the behaviour of less slender columns. The columns had large deformation capacity. Very short length of the plastic hinge at the base was observed. The confinement of this region is very important. Even minimum longitudinal reinforcement provided large over-strength for the prototype with small mass. The numerical model, which was used in the subsequent seismic risk analysis, was developed on the basis of these results.

1 • UVOD

Montažne armiranobetonske hale so pogost konstrukcijski sistem, ki je pomemben za slovensko in evropsko gradbeno industrijo. V takšnih konstrukcijah deluje velik del slovenske gospodarske dejavnosti z mnogo zaposlenimi in z opremo velike vrednosti. V zadnjem času se takšen konstrukcijski sistem pogosto uporablja pri gradnji velikih trgovskih centrov z deset tisoči obiskovalcev na dan. Morebitne velike poškodbe ali celo porušitve teh konstrukcij med močnim potresom bi tako lahko imele katastrofalne posledice z veliko neposredno in predvsem posredno škodo zaradi prekinitve proizvodnje. Vendar sta potresna odpornost in ranljivost armiranobetonskih montažnih hal in s tem povezano potresno tveganje skoraj neraziskani.

1.1 Pregled stanja

Podatki iz preteklih potresov so maloštevilni in so si nasprotujoči. V preteklosti smo bili priča velikim katastrofam zaradi rušenja montažnih konstrukcij (npr. v Armeniji; Fardis, 1995). Zato velja do montažnih konstrukcij na potresnih območjih določeno nezaupanje. Obnašanje konstrukcij, ki jih obravnavamo v tem članku, je bilo v preteklosti manj problematično, kljub temu pa so poročali o nekaterih porušitvah po potresih v Črni gori (Fajfar et al., 1981), Vranči v Bulgariji (Tzenov et al., 1978) in Turčiji (AIJ, 2001). Pri večini opisanih primerov so bile poškodbe pripisane neustreznemu obnašanju stikov. Potres v Furlaniji (z visoko frekvenco gibanja tal), ki je leta 1976 prizadel Posočje, pa na montažnih industrijskih objektih ni povzročil večje škode (Fajfar et al., 1978). Tudi raziskave potresne varnosti montažnih armiranobetonskih sistemov so redke. Pomembnejše segajo daleč nazaj v osemdeseta leta ((ATC, 1981),

(UNDP/UNIDO, 1982), (Fischinger et al., 1987)), predvsem pa večinoma obravnavajo sisteme, ki so drugačni od konstrukcijskega sistema montažnih hal.

Majhno število raziskav se je do nedavnega odsevalo v predpisih za gradnjo potresno odpornih konstrukcij, ki so zelo skopo obravnavali montažne objekte. Zdi se, da je bil še daleč najpopolnejši in najustrežnejši prav jugoslovanski (slovenski) predpis (JUS, 1981), ki je zahteval eksperimentalno in rigorozno numerično preverjanje »sistemov, izdelanih v velikih serijah«. Žal pa se v praksi najpogosteje ni dosledno izvajal in tolmačil. Preizkušali so se namreč predvsem elementi (in še to le statično) in ne sistemi kot celota. Uporabljali so se tudi enaki računski modeli in metode kot pri monolitnih stavbah. Tudi zgodnja verzija novih skupnih evropskih standardov za gradnjo potresno odpornih konstrukcij Evrokod 8 (CEN, 1994) je montažne konstrukcije obravnavala le v »informativnem dodatku«. Določila tega dodatka so bila neobvezna, kar je kazalo na dejstvo, da so bile zaradi pomanjkanja znanja na tem področju mnoge zahteve nedorečene, predlagani koeficienti pa zelo grobo opredeljeni. Predvsem pa so bili ti koeficienti v nekaterih primerih precej konzervativno določeni. Če bi obveljali, bi bilo potrebno montažne armiranobetonske industrijske hale računati na nekajkrat večje potresne sile glede na tiste, ki se uporabljajo v dosednji praksi. To bi lahko brez preverjenega razloga resno ogrozilo to pomembno vejo gradbene industrije.

1.2 Program raziskav

Načrtovalci evropskih standardov so se zavedali omenjenih pomanjklivosti, kar je vzpodbudilo nove raziskave, podprte z eksperimenti,

na preizkušanjih v velikem merilu. Pri vseh teh projektih je sodeloval tudi Inštitut za konstrukcije in potresno inženirstvo (IKPIR), Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani. Večji del teh raziskav je bil narejen v okviru doktorske naloge Mihe Kramarja (Kramar, 2008). Najprej sta bila v okviru evropskega projekta v sistemu raziskav ECO-LEADER (European Consortium of Laboratories of Earthquake Dynamic Experimental Research) narejena psevdodinamična preizkusa dveh prototipov montažnih hal v naravnem merilu. Pri teh raziskavah je sodeloval dr. Peter Kante. En prototip je bil narejen v montažni in drugi v monolitni izvedbi. Raziskava (ki ne bo posebej opisana v tem in naslednjih člankih) je pokazala, da je lahko obnašanje skrbno projektiranega in konstruiranega montažnega sistema ekvivalentno obnašanju iste konstrukcije v monolitni izvedbi. Na podlagi teh rezultatov se je pod določenimi pogoji močno zmanjšala velikost računskih potresnih sil za montažne armiranobetonske hale v Evrokodu 8. Vendar je bilo to spremembo potrebno utemeljiti s še popolnejšimi raziskavami. Pri tem je bilo upoštevano, da na potresno ranljivost teh konstrukcij vplivata dva temeljna dejavnika – obnašanje konstrukcijskega sistema kot celote in obnašanje stikov med posameznimi elementi sistema. Zaradi zapletenosti problema so bile raziskave razdeljene v dva dela. Prva raziskava (Toniolo, 2007) je obravnavala sistem kot celoto, v katerem so bili stiki močnejši od elementov, ki so jih povezovali. Ta raziskava je potekala v okviru projekta 5. evropskega okvirnega programa PRECAST – Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8 – Conormative Research (Obnašanje montažnih betonskih konstrukcij pri potresnem vplivu – raziskave v podporo Evrokodu 8), in je bila nedavno zaključena. Njeni rezultati bodo prikazani in analizirani v tem in dveh spremljajočih člankih. Jasno pa je, da je obnašanje stikov lahko ključno za potresno

varnost montažnih sistemov. Ta problem bo raziskan v okviru že odobrenega projekta 7. evropskega okvirnega programa SAFECAST – Performance of Innovative Mechanical Connections in Precast Buildings Structures under Seismic Conditions (Obnašanje inovativnih mehanskih spojev v montažnih konstrukcijah stavb pri potresnem vplivu). Pri tem projektu, ki ga vodi združenje proizvajalcev armiranobetonskih montažnih konstrukcij v Italiji, upamo tudi na sodelovanje slovenskih podjetij.

1.3 Zasnova člankov

Zaradi velikega obsega zanimivih rezultatov smo se odločili, da ugotovitve osrednje

raziskave PRECAST prikažemo in analiziramo v sklopu treh povezanih člankov s skupnim naslovom »Ocena potresne varnosti armiranobetonskih montažnih hal z močnimi stiki« in podnaslovi:

- (1) Zasnova študije in eksperimentalni rezultati
- (2) Numerično modeliranje in določitev potresnega tveganja
- (3) Kritična ocena postopkov projektiranja v EC8 in sklepne ugotovitve

Eksperimenti so v prvi vrsti potrdili predpostavko o močnih stikih in prinesli nova spoznanja o potresnem odzivu vitkih stebrov

z velikim strižnim razponom (obravnavano v nadaljevanju tega članka). To je omogočilo formulacijo in verifikacijo primernega računskega modela, ki smo ga uporabili v obsežni parametrični študiji, s katero smo ocenili potresno tveganje za značilne enoetažne montažne hale, ki se pojavljajo v praksi (2. članek). Rezultati te študije so skupaj z eksperimentalnimi rezultati omogočili utemeljeno kritično oceno in dopolnitev ustreznih določil v Evrokodu 8 (3. članek).

2 • PREIZKUSI MODELOV ENOETAŽNIH ARMIRANOBETONSKIH MONTAŽNIH HAL V NARAVNEM MERILU

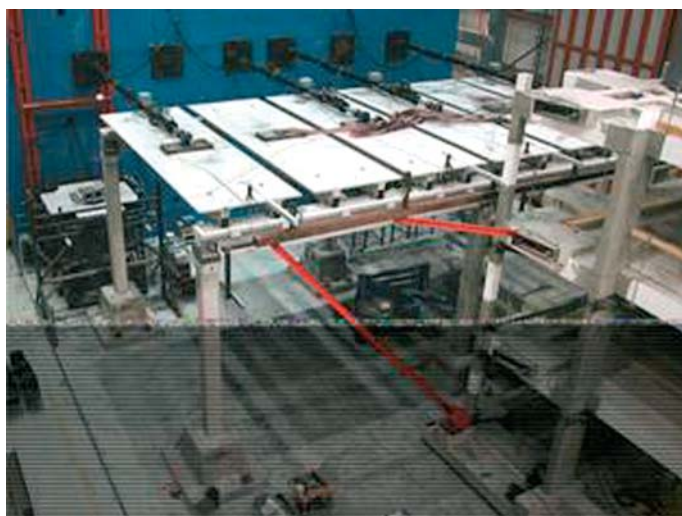
Psevdodinamični in ciklični preizkusi do porušitve so bili narejeni v okviru projekta PRECAST (glej razdelek 1.2) v Evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij ELSA v italijanskem mestu Ispra (sliki 1 in 2). Podobni preizkusi v preteklosti še niso bili narejeni. Posebnosti sta bili dve – velik model v naravnem merilu in predvsem velika vitkost preizkušanih stebrov, ki je značilna za stebre obravnavanih hal. Indeks strižnega razpona (ta je pri konzolnih stebrih enak razmerju med višino stebra in širino prereza) je bil 12,5, v literaturi pa ne najdemo podatkov za stebre, ki bi imeli indeks strižnega razpona večji od 6. Ponovno spomnimo še, da so bile raziskave v okviru projekta PRECAST usmerjene le na kon-

strukcije z močnimi stiki. Zato so bili stiki projektirani s postopkom načrtovanja nosilnosti, kar bo podrobneje obravnavano v 3. članku. Skupaj smo naredili tri preizkuse dveh različnih prototipov konstrukcije. Prototipa sta se med seboj razlikovala po orientaciji plošč in nosilcev glede na smer horizontalne obtežbe. Prototip 1 je imel strešne elemente postavljene vzporedno z obtežbo (slika 1), prototip 2 pa pravokotno na obtežbo (slika 2). Podrobnosti za prototip 2 so razvidne iz načrtov na sliki 3 v naslednjem razdelku. Zaradi nepopolnih meritev pri preizkusu prototipa 2 smo to konstrukcijo še enkrat preizkusili (preizkušane 2-2). Pri tem smo glede na izkušnje prejšnjega preizkusa uporabili gostejša stremena ob

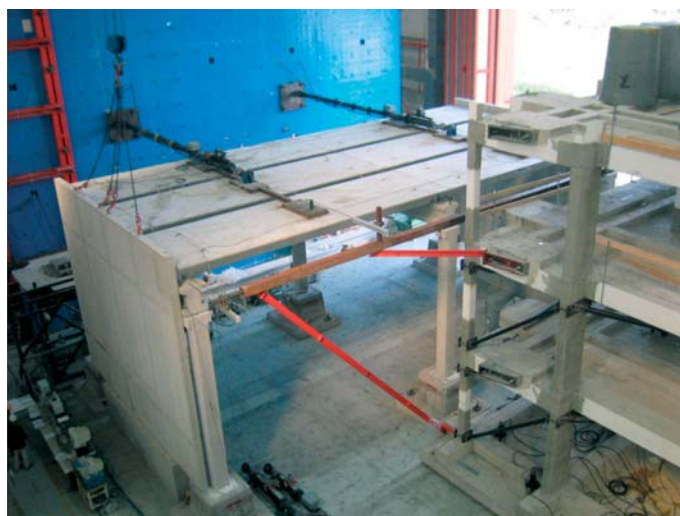
vpetju stebrov, kot jih zahteva EC8 (razdalja med stremeni je bila 5 cm namesto zahtevanih 7,5 cm). Rezultati vseh treh preizkusov so bili v bistvenih elementih podobni. Tako zaradi omejitve dolžine članka v nadaljevanju brez škode za splošnost informacije obravnavamo predvsem rezultate preizkusa prototipa 2-2.

2.1 Opis preizkušanca

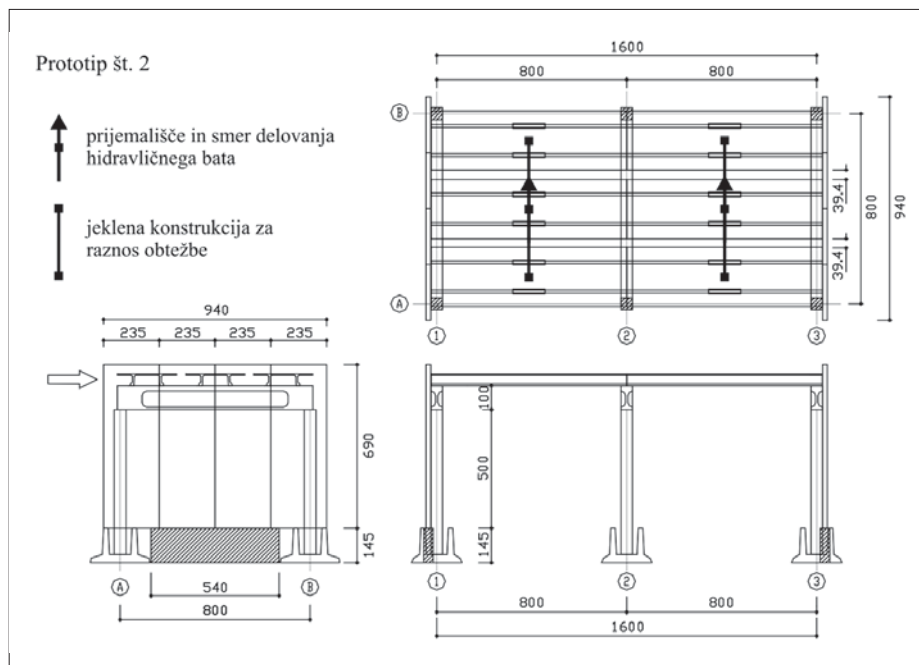
Osnovni podatki za prototip 2 preizkušene konstrukcije so razvidni s slike 3. Navedimo še nekaj podatkov, ki so pomembni za dokumentacijo ugotovitev v člankih, popolnejši opis pa je podan v doktorski nalogi (Kramar, 2008). Uporabljena sta bila beton C40/50 in jeklo B500H (izmerjene karakteristike materialov so bile srednja meja tečenja jekla $f_y = 555$ MPa in srednja cilindrična tlačna trdnost betona $f_c = 55$ MPa). I-nosilci so povezovali vrhove stebrov in z njimi tvorili okvire, ki so podpirali II-plošče. Stiki med elementi



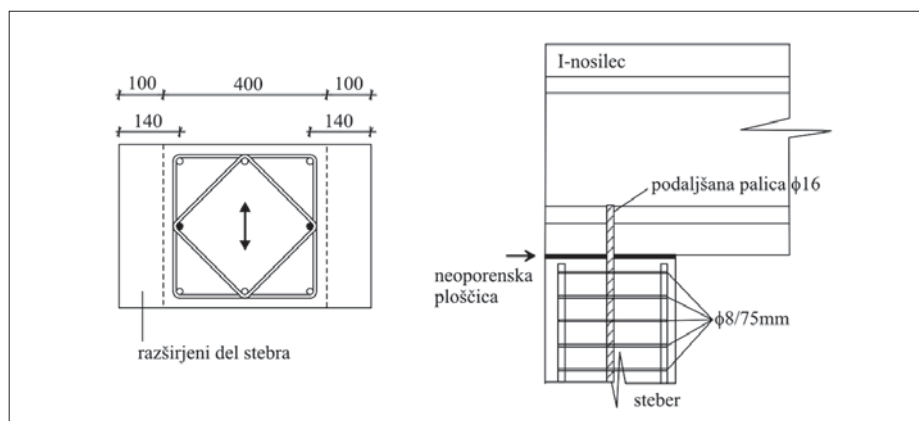
Slika 1 • Preizkušane 1 v laboratoriju ELSA



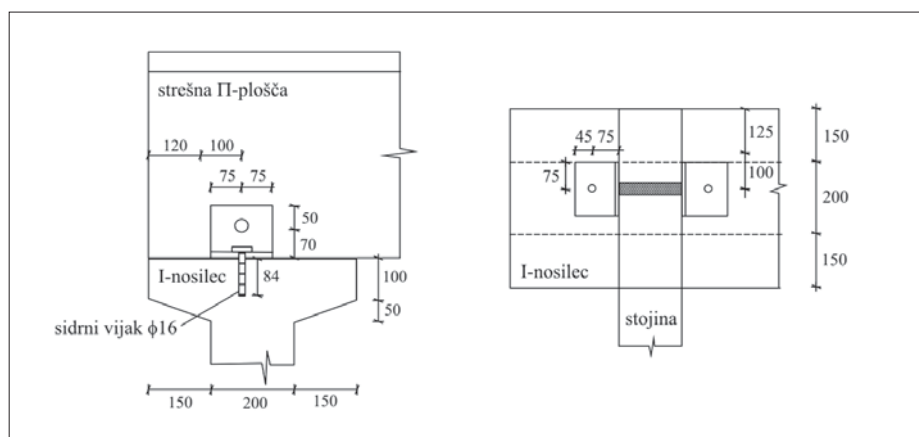
Slika 2 • Preizkušane 2 v laboratoriju ELSA



Slika 3 • Načrt za preizkušane št. 2



Slika 4 • Stik stebra in grede



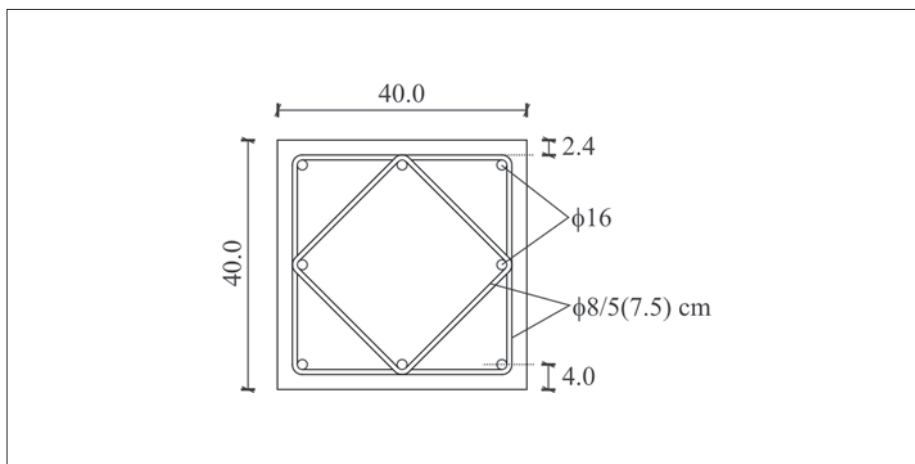
Slika 5 • Stik Π-plošče in grede

so odgovarjali italijanski praksi, vendar se podobne rešitve uporabljajo tudi pri nas. Zveza med stebrom in nosilec je prikazana na sliki 4. Neoprenska ploščica zagotavlja, da je predpostavka členkaste povezave približno izpolnjena. Premer mozika ustreza zahtevam načrtovanja nosilnosti močnega stika (podrobnosti bodo opisane v 3. članku). Stik med Π-ploščo in I-nosilec je prikazan na sliki 5. Sestavljen je iz para jeklenih kotnikov, veznega vijaka in dveh sidrnih vijakov, s katerima sta kotnika pritrjena na I-nosilec. V začetnih fazah preizkušanja so bile na konstrukcijo pritrjene tudi fasadne plošče (sliki 2 in 3). Fasadne plošče so bile na vrhu s sistemom vijakov in tankih jeklenih kotnikov pritrjene na stranska nosilca, spodaj pa so bile naslonjene na posebej pripravljenih podpornih nosilcih, sidranih v tla laboratorija.

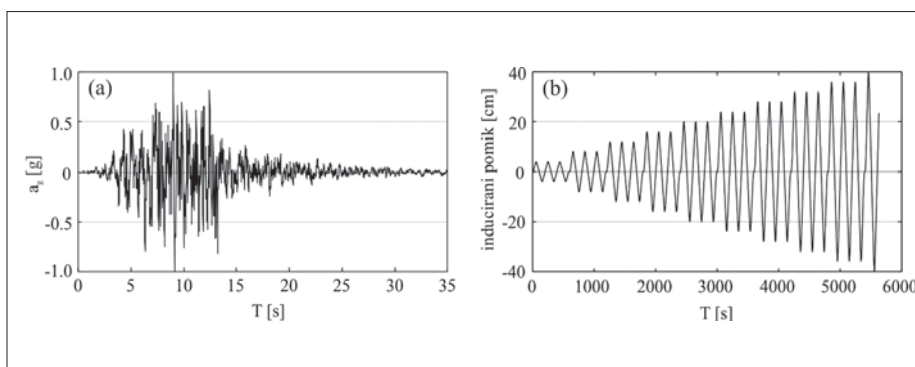
Zaradi relativno majhne mase preizkušanca je tudi pri največjih projektnih pospeških tal ($a_g = 0,25$ g v Sloveniji in $a_g = 0,35$ g v Italiji) vzdolžno armaturo v stebrih (slika 6) določala zahteva za minimalni delež armature v EC8 ($\rho_{l,min} = 0,01$). Ta delež je zagotovilo 8 palic $\Phi 16$ (podrobnosti projektiranja bodo obravnavane v 3. članku). Pri osni sili 100,6 kN v vogalnem stebru (brezdimenzijska projektna osna sila $v_d = 0,023$) ta armatura zagotavlja upogibno nosilnost stebra 135,5 kNm, kar je precej več od računsko potrebne nosilnosti. Če bi pri projektiranju upoštevali faktor obnašanja $q = 4,5$ in tla kategorije B, bi bila računsko potrebna armatura enaka minimalni armaturi (slika 6) šele pri projektnem pospešku 0,70 g (Kramar, 2008). V analizi rezultatov je torej pomembno in potrebno upoštevati, da je imela konstrukcija z minimalno armaturo veliko rezervo v nosilnosti. Seveda pa so lahko mase v realnih konstrukcijah precej večje od mase preizkušanca. To smo kasneje upoštevali v parametrični študiji.

2.2 Program obteževanja

Na konstrukciji je bila najprej narejena serija psevdodinamičnih testov. Pri takšnem preizkušanju se na konstrukcijo s pomočjo batov nanašajo sile statično, vendar se njihova velikost sproti določa tako, da ustrezajo potresnim silam za izbrani potres. V eksperimentih je bil uporabljen potres, ki odgovarja značilnostim furlanskih (slovenskih) potresov (slika 7a). Pospešek se je povečeval. V prvih treh korakih (ko so bili na konstrukciji še fasadni paneli) so bile vrednosti maksimalnega pospeška tal $a_g = 0,05$ g, 0,14 g in 0,35 g. Zadnji odgovarja projektnemu pospešku v Furlaniji. V naslednji fazi so bile fasadne



Slika 6 • Prerez stebra ob vpetju



Slika 7 • Normirani akcelerogram za psevdodinamični preizkus (a) in potek ciklične preiskave (b)



Slika 8 • Poškodba nosilca na stiku s stebrom

plošče odstranjene in narejen je bil zadnji psevdodinamični preizkus s pospeškom 0,525 g. Ta pospešek je bil večji od projektne, vendar še vedno manjši od kapacitete konstrukcije, ki jo je zagotavljala vgrajena minimalna armatura. Zadnji del eksperimenta je bil narejen s ciklično statično obtežbo. Cikli pomikov so se povečevali s korakom 40 mm (slika 7b) do praktične porušitve konstrukcije.

2.3 Rezultati preizkusov in glavne ugotovitve

2.3.1 Obnašanje stikov in potrditev predpostavke toge diafragme

Ključna predpostavka študije v okviru projekta PRECAST in v teh člankih je, da so stiki močni. Če torej stiki ne popustijo, se obravnava konstrukcija obnaša kot sistem konzolnih stebrov, katerih vrhovi so povezani z v ravnini togo stropno konstrukcijo. Pri obteževanju simetrične konstrukcije v ravnini bi torej morali biti pomiki vrhov vseh stebrov enaki. Izmerjena odstopanja so bila 3 cm, pri maksimalnem pomiku okoli 40 cm. Stropna konstrukcija torej ni bila idealno toga, vendar je ustrezala zahtevam EC8, ki primernost togosti stropne konstrukcije pogojuje z zahtevo, da vodoravni pomiki nikjer ne presežejo pomikov, dobljenih s predpostavko toge diafragme, za več kot 10 % ustreznih absolutnih pomikov. Pri tem so realne razmere ugodnejše, kot so bile v eksperimentu, kjer so bile II-plošče strešne konstrukcije povsem ločene. Zaradi določene manjše razlike med pomiki sredinskih in robnih stebrov so se pri prototipu 2 kotniki med II-ploščami in nosilci nekoliko zvilili, vendar poškodbe niso bile velike. Zaradi drugačne orientacije plošč pri prototipu 1 te deformacije kotnikov ni bilo.

Bolj problematično je bilo obnašanje možničenih stikov med nosilci in stebri. Premer možnika, ki je bil določen z metodo načrtovanja nosilnosti, je sicer zadostoval. Vendar se je pri prvem preizkusu prototipa 2 poškodoval beton v okolici možnika (slika 8). Pri dimenzioniranju smo namreč uporabili formulo, ki predpostavlja, da je možnik objekt z debelim slojem betona (glej 3. članek). Sloj betona v okolici odprtini za nasaditev nosilca na možnik pa je dokaj tanek. Objektje odprtine s stremeni U-oblike je bilo prešibko. Zaradi denarnih omejitev smo v kasnejših preizkusih uporabili iste nosilce, vendar smo poškodovana mesta obložili z jeklenim ovijem, ki je nadomeščal gosto armaturo objekta. Potrebno nosilnost stikov smo tako zagotovili,

vendar je bila zaradi nerealne izvedbe ugotovitve nadaljnja raziskava obnašanja teh stikov onemogočena.

2.3.2 Obnašanje stebrov in konstrukcije kot celote

Z zagotovitvijo zadostne nosilnosti stikov so obnašanje konstrukcije določali stebri. Najprej smo opazili veliko deformabilnost in deformacijsko kapaciteto stebrov. Stebri so bili pred porušitvijo deformirani za 40 cm, kar je 8 % njihove višine (slika 9). To je precej več od deformacijske kapacitete krajših stebrov. Enako velja za pomik na meji plastičnosti stebra, ki je presegel 2,5 % višine. Velika deformacijska kapaciteta je seveda ugodna. Po drugi strani pa lahko velika deformabilnost povzroči več problemov in kaže na to, da utegnejo biti za projektiranje kritičnejši pogoji mejnega stanja uporabnosti kot pa mejnega stanja nosilnosti (več v 3. članku).

Ciklični preizkus do porušitve je pokazal stabilno histerezo obnašanje do absolutno zelo velikih pomikov okoli 30–35 cm, kar je 6–7 % višine stebra (slika 10). Po drugi strani smo opazili, da pripadajoča duktilnost (okoli 3) ni bila tako velika. Način rušenja je bil značilen za sodobno konstruirane armiranobetonske elemente. Najprej je začel odpadati krovni beton, nato se je uklonila vzdolžna armatura, ki se je v naslednjih ciklih pretrgala (slika 11). Prvi stebel se je porušil pri povprečnem zasuku stebra/konstrukcije za 7 %. Nosilnost je občutno padla (slika 10), vendar so ostali stebri odziv začasno stabilizirali. Ker pa so bili vsi stebri enako armirani in podobno obremenjeni, se je kmalu nato (povprečni zasuk 8 %) konstrukcija praktično porušila. Ta potek porušitve in slika 11 jasno kažeta na pomen objekta betonskega jedra na mestu plastičnega členka. Omenili smo že, da smo pri obravnavanju preizkušanca 2-2 uporabili gostejša stremena (razdalja med stremeni 5 cm), kot jih zahteva EC8 (7,5 cm).

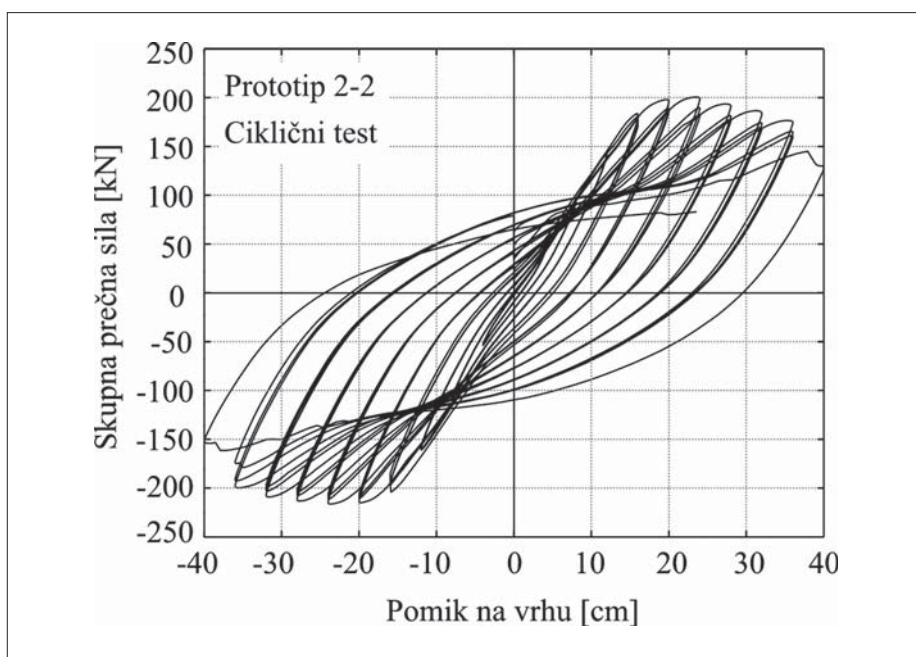
Ugotovitev, ki je pomembna za projektiranje in analizo, je še ta, da je bila dolžina plastificiranega območja ob vpetju zelo kratka – samo okoli 20 cm, kar je le polovico prečne dimenzije stebra. Torej so pri takšnih stebrih zahteve za lokalno plastično kapaciteto stebrov ob vpetju velike.

2.3.3 Vpliv fasadnih plošč

Glede tega problema je raziskava dala manj rezultatov, kot smo pričakovali in jo bomo nadaljevali v okviru projekta SAFECAST. Vseeno pa so to praktično prvi takšni rezul-



Slika 9 • Deformirana konstrukcija preizkušanca 2-2 pri povprečnem zasuku za 8 %



Slika 10 • Histerezni odziv pri cikličnem preizkusu preizkušanca 2-2 (sila je merjena za celo konstrukcijo, sestavljeno iz 6 stebrov)

tati na svetu in so pomembni. Fasadne plošče so bile pritrjene na konstrukcijo pri prvih treh psevdodinamičnih preizkusih z maksimalnim pospeškom temeljnih tal $a_g = 0,05$ g, 0,14 g in 0,35 g. Zadnji odgovarja največjemu projekt-nemu pospešku v Furlaniji, vendar je zaradi majhne mase preizkušanca enak le polovici tistega pospeška, ki bi računsko zahteval

minimalno vzdolžno armaturo v stebrih. Pri pospešku 0,35 g se stebri še niso plastificirali. Primernejši kriterij za oceno je ta, da je bil pri tem preizkusu povprečni zasuk (pomik, deljen z višino stebra) 1,5 %.

Izmerjena nihajna doba konstrukcije brez fa-sade pred začetkom preizkušanja je bila okoli 0,6 s. Podobno nihajno dobo smo izračunali



Slika 11 • Značilna upogibna porušitev stebra

s polovično računsko togostjo nerazpokanih prereзов. To kaže na večkrat opaženo dejstvo, da so konstrukcije že v začetnem stanju nekoliko razpokane. Nihajna doba s fasadnimi ploščami je bila okoli 0,4 s. Po končanem tretjem testu z odstranjenjo fasado pa okoli 0,85 s. Prevladujoč način odziva fasadnih plošč je bilo zibanje okoli vogalov, ki je bilo povezano z manjšim udarjanjem in podrsavanjem vzdolž temeljnega nosilca in vzdolž stikov med ploščami. Armaturene povezave tudi pri najmočnejšem testu niso bile bistveno poškodovane. Ker pa maksimalnih pomikov pri mejnem stanju nosilnosti (8 % višine stebra) gotovo ne bi prenesle, je bila pri nadaljnjih testih (tudi zaradi varnosti) fasada odstranjena.

Preizkus je potrdil pomemben vpliv fasadnih plošč in pokazal, da modeliranje panelov z nadomestno diagonalo ne ustreza mehanizmu odziva. Za nujen napredek na tem področju moramo spoznati in kvantificirati obnašanje spojin sredstev, kar bo narejeno v okviru projekta SAFECAST.

3 • SKLEP

Od ustrezne potresne varnosti montažnih armiranobetonskih hal so odvisna številna življenja. Neposredna škoda zaradi poškodb/rušitev konstrukcij in posredna škoda zaradi prekinitve pomembnih gospodarskih dejavnosti bi lahko bili ogromni. Kljub temu do sedaj sistematična ocena potresnega tveganja ni bila narejena, zaradi pomanjkljivega znanja pa so bila določila v predpisih nepopolna. Z velikimi eksperimentalno podprtimi evropskimi projekti, pri katerih smo avtorji sodelovali, se stanje izboljšuje. Najpomembnejše rezultate teh raziskav bomo prikazali v treh povezanih člankih, ki so omejeni na montažne hale z močnimi stiki. V tem prvem članku so bili poleg zasnovane raziskave obravnavani eksperimentalni rezultati. Narejeni so bili psevdodinamični in ciklični preizkusi prototipov obravnavanih konstrukcij v naravnem merilu, ki v preteklosti nimajo primere.

Pokazano je bilo, da je z uporabo postopka načrtovanja nosilnosti in primerne konstrukcije možno zagotoviti zadostno nosilnost

stikov in togost strešne konstrukcije v vodoravni ravnini. Pri tem je bilo treba povečati stopnjo objeta betona okoli odprtih za moznik v nosilcih. Tako je obnašanje sistema določal odziv stebrov. Ugotovljeni sta bili velika deformabilnost in deformacijska kapaciteta stebrov z minimalno armaturo po EC8. Meja plastičnosti je bila pri povprečnem zasuku, ki je enak pomiku vrha stebra, deljenem z višino stebra, 2,5 %, deformacijska kapaciteta pa kar 8 %. Takšno obnašanje ni značilno za manj vitke stebre, ki so se do sedaj preizkušali, in ga zato, kot bo prikazano v drugem članku, ne more uspešno opisati noben izmed znanih empiričnih modelov.

Minimalna vzdolžna armatura stebrov po EC8 ($\rho_{l,min} = 0,01$) je preizkušeni konstrukciji zagotovila veliko rezervo nosilnosti v primerjavi z računsko potrebno projektno nosilnostjo za območja z najmočnejšimi potresi v Furlaniji in Sloveniji. Upoštevati pa je treba, da je bila masa preizkušanca precej manjša v primerjavi z dejanskimi konstrukcijami. Ti odnosi bodo podrobneje obravnavani v 3. članku.

Tipična rušitev stebrov se je začela z uklonom vzdolžnih palic armature med stremeni, ki mu je v naslednjih ciklih sledil pretrg armature. To kaže na velik pomen ustreznega objeta betona s stremeni na območju plastičnega členka nad vpetjem. Izmerjena dolžina tega členka je bila zelo kratka (le polovico dimenzije prečnega prereza). Zato so na tem mestu zahteve za kapaciteto plastičnega deformiranja zelo velike, kar med drugim zahteva uporabo jekla velike duktilnosti.

Vpliv fasadnih panelov na odziv konstrukcije je pomemben. Značilno je bilo zibanje panelov med odzivom, povezano z zdrsi in udarjanjem. Model nadomestne diagonale za panel takšnega obnašanja ne opisuje ustrezno. Za napredek na tem področju moramo spoznati in kvantificirati obnašanje spojin sredstev, kar bo narejeno v okviru projekta SAFECAST. Rezultati so bili dobljeni za konstrukcijo v naravnem merilu, vendar je bila masa precej manjša. Sistematično oceno potresnega tveganja je zato bilo treba narediti z numeričnim modelom, ki smo ga umerili s pomočjo opisanih eksperimentalnih rezultatov. Ti rezultati, ki jih bomo prikazali in analizirali v 2. članku, so nam omogočili kritično oceno ustreznih določil v EC8, ki bo podana v 3. članku.

4 • LITERATURA

- AIJ, Report on the Damage Investigation of the 1999 Kocaeli Earthquake in Turkey, Architectural Institute of Japan, Japan Society of Civil Engineers, The Japanese Geotechnical Society, 2001.
- ATC, Proceedings of a workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake loads, ATC-8 Report, University of California, Berkeley, 1981.
- CEN – ENV 1998-1, Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 1: General rules, European Committee for Standardization, 1994.
- Fajfar, P., Banovec, J., Saje, F., Behaviour of prefabricated industrial building in Breginj during the Friuli earthquake, V: Proceedings of the 6th ECEE, Dubrovnik, Yugoslav Association for Earthquake Engineering, Ljubljana, Vol. 2, 493–500, 1978.
- Fajfar, P., Duhovnik, J., Reflak, J., Fischinger, M., Breška, Z., The behavior of buildings and other structures during the earthquakes of 1979 in Montenegro. IKPIR publication, University of Ljubljana, 1981.
- Fardis, M. N., Lessons learnt in past earthquakes, V: Proceeding of the 10th ECEE, Vienna, Austria, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, 779–788, 1995.
- Fischinger, M., Fajfar, P., Capuder, F., Earthquake resistance of the SCT large panel building system. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 20, 4: 281–289, 1987.
- JUS, Pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih področjih, U. L. SFRJ, 31/81.
- Kramar, M., Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani, FGG, 176 strani, 2008.
- Toniolo, G. (coordinator), Final report of the EU Research Project, Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with respect to EC8 (Contract No. G6RD-CT-2002-00857), 2007.
- Tzenov, L., Sofirov, L., Boncheva, P. (1978), Study of some damaged industrial buildings due to Vrancea earthquake, In: Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, 18–22, september.
- UNDP/UNIDO, Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, Prefabricated/Industrialised Reinforced Concrete Buildings Systems, UNDP/UNIDO Project RER/79/015, 1982.

DOLOČANJE VIŠINE VALOV ZARADI MANJŠIH PLOVIL IN VETRA TER MOŽNE EROZIJE BREGOV NA JEZERIH

DETERMINATION OF THE HEIGHT AND LENGTH OF WAVES CAUSED BY SMALLER BOATS AND WIND, AND POSSIBLE EROSION OF LAKE SHORES

doc. dr. Dušan Žagar, univ. dipl. inž. grad.,
dzagar@fgg.uni-lj.si

izr. prof. dr. Matjaž Četina, univ. dipl. inž. grad.,
mčetina@fgg.uni-lj.si

prof. dr. Rudi Rajar, univ. dipl. inž. grad.,
rudi.rajar@fgg.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo
Jamova 2, Ljubljana

v. p. mag. Marko Perkovič, univ. dipl. inž. lad. stroj.,
marko.perkovic@fpp.uni-lj.si

v. p. mag. Franc Dimc, univ. dipl. inž. el.,
franc.dimc@fpp.uni-lj.si
Univerza v Ljubljani, Fakulteta za pomorstvo in promet
Pot pomorščakov 4, Portorož

Znanstveni članek
UDK 532.5:556.55

Povzetek | Na naravnih ali umetnih jezerih se vedno pogosteje uporabljajo rekreacijska in športna plovila. Ta povzročajo valovanje, ki lahko ogroža brežine z erozijo. Opisana je enostavna metodika, kako določiti višino in valovno dolžino takih valov ter primerjava z valovi zaradi vetra. Dodaten pojav, ki lahko povzroča erozijo brežin, je vodni curek, ki ga povzročajo motorji. V svetovni literaturi je veliko podatkov za določitev višine valov, ki jih povzročajo velike ladje, saj so taki valovi včasih zelo visoki in lahko celo ogrožajo prebivalce ali objekte ob bregu. Malo pa je literature, ki opisuje določanje višine valov, ki nastajajo zaradi manjših rekreacijskih plovil. Zato je skupina s Katedre za mehaniko tekočin FGG skupaj s člani Fakultete za pomorstvo in promet, ki je preskrbela za natančno mersko opremo (DGPS), izvedla nekaj takih meritev na morju. Rezultate meritev smo primerjali z izračuni po enačbah, ki jih podajata Riedner in Wu. Merjene višine valov se z izračunanimi razmeroma dobro ujemajo. Razlike so večje le pri zelo majhnih hitrostih plovil. Za to področje pa predlagamo popravke enačb. Na osnovi literature in meritev podajamo enačbe, ki so praktično uporabne za določanje višine valov, ki jih povzročajo takšne vrste plovil, ki se večinoma uporabljajo na naravnih ali umetnih jezerih, to so hitri motorni čolni (gliserji) dolžine ca. 7 m. Podane so tudi enačbe za določitev parametrov vetrnih valov. Končno so opisane tudi enačbe, s katerimi izračunamo strižno napetost kombiniranega delovanja valov in toka na brežine ali dna jezer, kar se uporablja za izračune možne erozije.

Summary | Small recreational boats are more and more often used on natural and artificial lakes. They cause waves that can damage the shores by erosion. A simple method is described for the determination of the height and length of such waves and

the comparison with wind waves is presented as well. The additional phenomenon that can sometimes increase erosion is the jet, caused by the engines. In literature, there are many references describing waves, caused by big ships, as these are often high and can present a threat to the shores and people in the vicinity. Not much literature can be found about waves due to small recreational boats. Therefore, a group of the Faculty of Civil and Geodetic Engineering, together with members of the Faculty of Maritime Studies and Transport, University of Ljubljana, carried out some measurements on the sea at Portorož. The results of measurements are compared with the computational results according to the equations of Riedner and Wu. The agreement is relatively good. Greater differences are at very small boat velocities, so a correction of the equation is proposed for this region. On the basis of the mentioned reference and measurements, the equations determining the wave height for vessels, which are most commonly used on natural and artificial lakes, i.e. motor boats approximately 7 meters long are proposed. The basic equations for the determination of the height of wind waves are also presented. Further on, the equations for the calculation of the shear stress and erosion of combined effect of wind and waves caused by boats that might damage both the banks and the bottom of the lake are presented.

1 • UVOD

Z izboljševanjem življenjskega standarda se vsaj v razvitem svetu šport in rekreativna dejavnost povečujeta. Plovba z manjšimi plovili, bodisi motornimi čolni ali jadrnicami, je vse bolj priljubljena. Razen na morju se ta dejavnost vrši na naravnih jezerih, prav tako tudi na umetnih jezerih, ki jih gradijo na rekah pri gradnji hidroelektrarn ali pa kot zadrževalnike visokih voda.

Taka plovila pri plovbi povzročajo valove, ki lahko motijo ljudi ali živali na jezerih ali ob obali, večji problem pa je, da lahko povzročajo erozijo bregov in nestabilnost brežin. Naš prispevek je namenjen predvsem določanju višine valov in tudi določanju povzročenih strižnih napetosti, medtem ko se ne spušča v podrobno obravnavo varstva pred erozijo zaradi teh valov. Seveda je aktivnost plovil bistveno večja na morju, vendar so tam praviloma vetrni valovi bistveno pomembnejši kot valovi zaradi rekreacijskih plovil, medtem ko so na naravnih ali umetnih jezerih valovi zaradi plovil navadno enaki ali celo pomembnejši kot valovi zaradi vetra.

Treba je omeniti, da lahko erozijo brežin sicer povzroča več možnih dejavnikov:

1. Pri umetnih akumulacijskih jezerih na rekah je eden najpomembnejših vzrokov erozije tok vode skozi bazen, posebno ob visokih vodah. Problem hitrosti toka in ustreznega varstva brežin pred erozijo

mora biti obravnavan že pri projektu za gradnjo pregrade oziroma zadrževalnika.

2. Pri umetnih akumulacijah na rekah, kjer je na začetku ali/in koncu bazena hidroelektrarna, ta spreminja pretok glede na energijske potrebe in ekonomičnost proizvodnje. Zaradi sprememb pretoka nastajajo t.i. »obratovalni valovi«, hkrati pa tudi tok vode v gorvodni ali dolvodni smeri. Tudi ti valovi morajo biti obravnavani že pri projektu hidroelektrarn.
3. Valovi zaradi vetra lahko v določenih primerih nevarno erodirajo bregove. Ta problem je delno obravnavan v tem prispevku, predvsem z vidika primerjave teh valov z valovi zaradi plovil.
4. Manjša rekreacijska plovila, ki se uporabljajo na takih jezerih, lahko povzročajo valove, ki so navadno visoki od 10 do 30 cm, v ekstremnih primerih tudi preko 50 cm. Možne erozijske poškodbe brežin so razen od višine valov in njihove valovne dolžine odvisne tudi od frekvence uporabe plovil.
5. Dodaten pojav, ki lahko povzroča erozijo brežin, je curek, ki ga povzročajo pogonski motorji. Zaradi omejitev plovbe neposredno ob obali je navadno plovilo dovolj oddaljeno od bregov, da ta curek ni nevaren, lahko pa bi povzročal probleme v ožjem področju pristanišč. Zato podajamo tudi enačbe za izračun hitrosti v takih curkih.

Rekreacijska plovila na takih jezerih so v grobem treh vrst:

- a. Jadrnice, čeprav so večinoma tudi opremljene z motorji, ne povzročajo večjih valov. Navadno imajo namreč zelo dobro hidrodinamično obliko, njihovi motorji pa niso zelo močni, saj so namenjeni le za pomožni pogon ob brezvetrju ali za vplavitvev v pristanišče.
- b. Veliki splavi, ki jih včasih uporabljajo na jezerih za rekreacijske namene, imajo sicer razmeroma močne motorje, vendar je njihov upor izredno velik (velik prečni podvodni presek in neugodna oblika), tako da so hitrosti majhne in valovi, ki jih povzročajo, so navadno manjši kot pri hitrih motornih čolnih.
- c. Praviloma največje valove na jezerih povzročajo hitri motorni čolni – gliserji. Taki čolni so večinoma dolžine med 4 in 10 metri, na naših jezerih so le izjemoma daljši. Motorji so večinoma nekje do moči 66 ali celo do 75 kW (85 do 100 KM). Ker povzročajo precejšen hrup in delno tudi onesnaževanje z ostanki goriva, so na mnogih naravnih in umetnih jezerih prepovedani, tako npr. na Blejskem in Bohinjskem jezeru. Naš prispevek je namenjen predvsem določanju valov zaradi takih plovil.

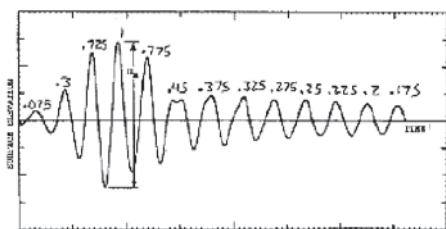
2 • MATEMATIČNO MODELIRANJE POJAVA

2.1 Pojav

Za drsne motorne čolne, gliserje, je po izkušnjah znano, da v glavnem s povečevanjem hitrosti plovila višina povzročenih valov pada. Vzrok je v tem, da čoln do neke mejne hitrosti pluje v t.im. izrivnem (vzgonskem) režimu, nato pa zadrsi (»izglisira«) in pri tem izpodriva bistveno manj vode. Z meritvami smo ugotovili, da plovila povzročajo največje valove ravno na začetku drsenja, nato pa se s hitrostjo višina valov manjša.

V svetovni literaturi je možno najti veliko študij o valovih, ki jih povzročajo velike, predvsem tovarne, delno tudi potniške ladje. To je razumljivo, saj lahko take ladje povzročajo valove visoke do 3 metre, in ker so plovne poti včasih preko ozkih prelivov ali kanalov ali v bližini privezov za majhna plovila, so taki valovi lahko celo nevarni kopalcem ali manjšim plovilom. Malo pa je literature o valovih zaradi manjših rekreacijskih plovil.

Najtemeljitejšo obravnavo tega problema opisuje prispevek Bhowmika in soavtorjev (Bhowmik, 1991). Na zgornjem delu reke Missisipi in na reki Illinois v ZDA so opravili 246 meritev z 12 različnimi plovili, večinoma gliserji dolgi 3 do 15 metrov. Ugotovili so, da plovilo pri enem plovu povzroči od 4 do 40 valov, večinoma pa od 10 do 20 (slika 1). Od teh valov je eden največji. Ti valovi lahko trajajo od 6 do 40 sekund, včasih celo več. Povprečna višina teh valov je bila med 0,01 do 0,25 m, največji val pa je bil celo 0,60 m. Na višino valov vpliva tudi dolžina plovila in velikost ugreza. Znano je tudi, da se višina valov manjša z oddaljenostjo od plovila. Vpliv vseh parametrov na višino valov je podrobneje obravnavan v nadaljevanju. Avtorji so se ukvarjali tudi s pogostostjo (frekvenco) plovbe, saj je erozija zelo odvisna tudi od trajanja delovanja valov na brežine.



Slika 1 • Relativne višine valov glede na največjo višino H_m (Riedner, 2002)

Iz vseh rezultatov meritev so z regresijsko analizo določili enačbo za višino valov v od-

visnosti od glavni vplivnih parametrov. Ta funkcijska odvisnost je obravnavana v nadaljevanju.

Riedner in Wu (Riedner, 2002) prav tako obravnavata določitev valov zaradi rekreacijskih plovil. Vendar pa uporabljata isto enačbo kot Bhowmik in sodelavci. Več pišeta o valovih zaradi vetra.

V našem prispevku smo izsledke in rezultate iz obeh prispevkov povezali z meritvami valov, ki smo jih opravili v Portorožu skupaj s člani Fakultete za pomorstvo in promet, z njihovim plovilom, gliserjem dolžine 7 m. Ujemanje meritev s podanimi enačbami Bhowmika in sodelavcev je razmeroma dobro, le za zelo majhne hitrosti plovil so razlike večje, kar obravnavamo v nadaljevanju.

2.2 Izračun višine in energije valov zaradi plovil

Bhowmik in sodelavci (Bhowmik, 1991) so iskali enačbe za določitev največje višine vala (in ne npr. značilne – signifikantne višine vala), ker je to najvažnejši parameter za določitev možne erozije, kot tudi morebitnega vpliva na ljudi ob jezeru ali ob bregovih. Iz meritev in izkušenj so ugotovili, da na največjo višino vala H_m vplivajo sledeči parametri:

- V – hitrost čolna (m/s)
- X – razdalja od čolna (m)
- L – dolžina čolna (m)
- W_b – teža čolna (N)
- d – ugrez čolna (m)
- hp – moč motorja (Nm/s)
- D – globina vode (m)

Z dimenzijsko analizo so dalje dobili skupine vplivnih brezdimenzijskih parametrov. Dalje so na osnovi meritev analizirali velikost vpliva posameznih parametrov. Ker so skušali dobiti čim bolj praktično uporabno enačbo, so uvedli določene poenostavitve.

Točnejše funkcije bi dobili, če bi analizirali vsak tip čolnov posebej, v cilju poenostavitve pa so ugotovili, da obravnavanje vseh tipov skupaj točnosti ne zmanjša bistveno. Izločili so tudi parameter hp (moč motorja), ker je vsaj do sprejemljive natančnosti že zajet v skupini treh parametrov: teža čolna, ugrez in hitrost. Ugrez čolna se spreminja s hitrostjo, vendar je ta odvisnost komplicirana in seveda odvisna od vrste čolna, zato so v enačbah upoštevali le začetni ugrez ob mirovanju plo-

vila. Globina vode sicer do neke mere vpliva na višino valov, vendar je znano, da je opažen vpliv globine lahko le v področju, kjer je razmerje globine in valovne dolžine manjše od približno 1 : 1 (Rajar, 1984). Ker so vpliv globine v enačbah izpustili, moramo privzeti, da je enačba veljavna v področju, ko je globina najmanj enaka ali večja od valovne dolžine. To pa je v večini praktičnih primerov izpolnjeno.

Predlagana enačba za izračun največje višine vala H_m je sledeča (pomen posameznih parametrov v enačbi je podan na začetku razdelka):

$$H_m = 0,537 V^{-0,346} X^{-0,345} L^{0,56} d^{0,355} \quad (1)$$

Analiza veljavnosti te enačbe je obravnavana v poglavju 3.

Energijo vsakega vala valovnega niza (kg/s^2), ki doseže obalo, izračunamo po enačbi:

$$E_m = \rho g (H_m/2)^2/2 \quad (2)$$

Izraz po (2) pomeni energijo valov zaradi plovil na enoto površine, tako da je direktno primerljiva z energijo vetra po en. (7). Energijo posameznih valov valovnega niza lahko seštejemo in rezultat pomnožimo s številom plovil, ki vsak dan povzročajo valove. Tako dobimo skupno energijo valov zaradi plovbe na obravnavanem področju. Tako lahko ocenimo velikost vpliva valov zaradi plovil v primerjavi z vetrnimi valovi.

2.3 Določitev periode valov zaradi plovil

Valovi na vodni površini so lahko strmi in kratki ali pa položni in dolgi, kar je odvisno od vzroka in načina nastanka vala. Karakteristike vala so definirane z dvema parametroma: H_m – višina vala (pri valovih na morju ali jezerih je to višina, merjena med vrhom in dolom vala), drugi parameter pa je bodisi perioda vala T_w (čas, v katerem val preide razdaljo ene valovne dolžine) ali pa valovna dolžina L_w . Vpliv parametra T_w (perioda vala) na pojav erozije je bistven, zato ga je treba poznati. Pri valovih v globoki vodi, ki jih tukaj večinoma obravnavamo, kjer je h (globina vode) večja od $L_w/2$, je zveza med T_w in L_w določena po enačbi (Rajar, 1984):

$$L_w = g (T_w)^2 / 2\pi \quad (3)$$

Za valove zaradi vetra je periodo vala možno izračunati po empiričnih enačbah (enačba 6), kjer je T_w odvisen od hitrosti vetra in

dolžine privetršča. Za valove zaradi plovil so le zelo redke informacije o izračunu periode. Tako Sorensen (Sorensen, 1997) podaja enačbo, po kateri je perioda vala direktno odvisna od hitrosti plovila. Vendar obravnava samo velike ladje in samo v območju izrivne plovbe, kjer torej ni nikakršnega drsenja.

Zato smo izvedli meritve periode valov pri izvedenih meritvah. Pokazalo se je, da perioda vala ne pokaže nobene značilne odvisnosti niti od hitrosti plovila niti od razdalje od plovila. Višina vala se z oddaljenostjo od plovila sicer manjša, perioda pa se le zelo malo spreminja.

Za vsako hitrost plovila, ki smo jo izvedli pri meritvah, smo ugotovili povprečno vrednost periode za vse meritve, te pa smo kot funkcijo hitrosti plovila prikazali na sliki 3. Ker je bilo vseh meritev samo 28, ti rezultati sicer ne morejo biti popolnoma splošno veljavni, vendar krivulja na sliki 3 kaže, da se perioda ne spreminja bistveno s hitrostjo plovila.

Za vseh 28 meritev vrednosti periode ležijo med 1,0 in 1,9 sekunde, 86 % vseh vrednosti leži med 1,3 in 1,8 sekunde. Povprečna vrednost vseh meritev je $T_{w\text{povpr.}} = 1,5$ s.

Za obravnavane vrste plovil na naših naravnih ali umetnih jezerih zato predlagamo, da se pri izračunih erozije na dnu in bregovih (poglavje 4) upošteva povprečna vrednost trajanja periode valov zaradi plovil $T_w = 1,5$ sekunde.

2.4 Teoretične osnove računa hitrosti curka zaradi pogonskih agregatov

Vijak (propeler) pogonskega agregata – pri vodnih skuterjih pa že sam način pogona – povzroča vodni curek, ki po zakonu akcije in reakcije poganja plovilo. Hitrosti curka se zmanjšujejo tako s horizontalno razdaljo od vijaka kot tudi z vertikalno razdaljo od osi curka. Ker lahko tak curek pri velikih ladjah doseže velike hitrosti, s tem povzroča probleme pri re-suspenziji sedimentov in eroziji dna ali brežin. Zato je v literaturi ta problem dokaj dobro obdelan. Osnovno enačbo za hitrosti curka povzemamo po literaturi (Moffati&Nichol, 2005).

$$U_0 = 1,15 [P / (\rho D_0^2)]^{0,333}, \quad (4a)$$

kjer pomeni:

U_0 ... hitrost curka tik za propelerjem (m/s)

P ... moč motorja (W)

ρ ... gostota vode (kg/m³)

D_0 ... premer propelerja (m)

V osi curka se hitrost spreminja z razdaljo X po enačbi:

$$U(X) = U_0 D_0 / (2 X C_1), \quad (4b)$$

kjer je C_1 empirična konstanta z vrednostjo 0,18.

S prečno razdaljo od osi curka se hitrosti še manjšajo, vendar je za erozijo brežin

pomembna največja hitrost v osi curka, podana v enačbi 4b, kajti upoštevati moramo najneugodnejši primer, da je os motorja obrnjena pravokotno na brežino.

2.5 Enačbe za izračun višine in energije valov zaradi vetra

Parametre valov zaradi vetra lahko izračunamo po naslednjih empiričnih enačbah (Eagleson, 1966):

$$H_w = 0,555 \sqrt{u_w^2 Fe} \quad (5)$$

$$T_w = 0,5 \sqrt[4]{u_w^2 Fe} \quad (6)$$

Pri tem pomeni Fe privetršče (v navtičnih miljah, 1 N. M. = 1852 m), u_w hitrost vetra v vozlih (1 vozle = 1 N. M./h), H_w značilno (signifikantno) višino vala v čevljih in T_w periodo vala v sekundah (»značilna višina vala« pomeni povprečno višino tretjine najvišjih valov).

Energijo vetrnega vala lahko izračunamo po enačbi (Riedner, 2002), pri tem so vse količine podane v SI-enotah:

$$E_w = 1/16 \rho g H_w^2 \quad (7)$$

Če energijo vala delimo s periodo T_w (s) in pomnožimo s 86.400 s, dobimo energijo, ki jo veter sprosti na enoto površine na dan, ta energija pa je neposredno primerljiva z energijo, ki jo obala prejme zaradi plovil.

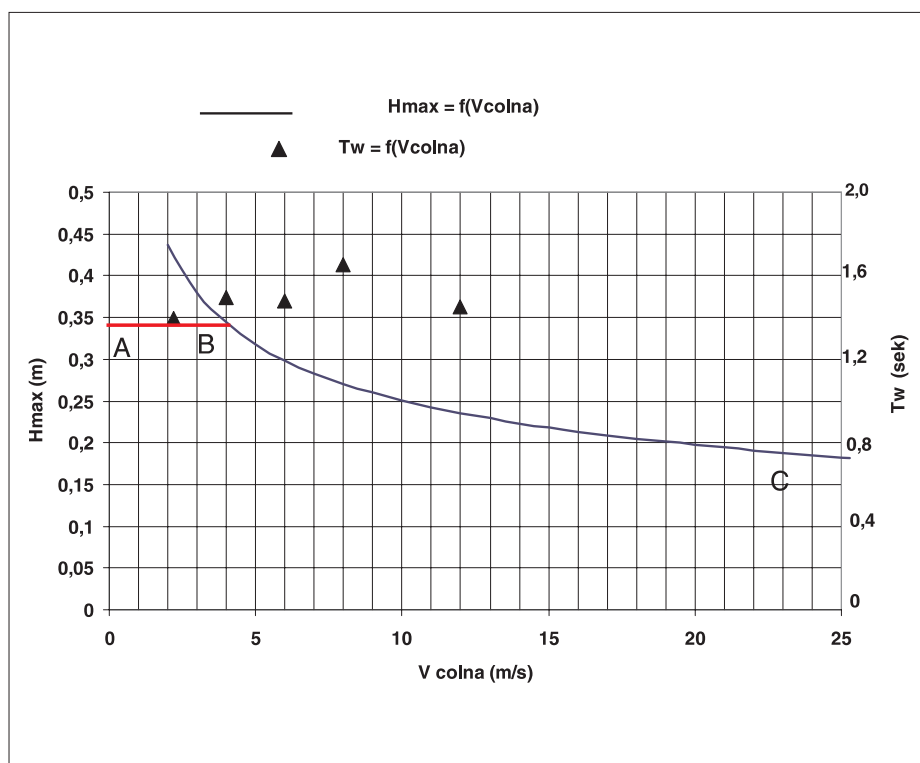
3 • MERITVE IN PRIMERJAVA Z ENAČBAMI

Zaradi majhnega števila študij, ki obravnavajo vpliv valov zaradi t.i. rekreativne plovbe na brežine umetnih ali naravnih jezer, smo izvedli dodatne meritve s pomočjo Fakultete za pomorstvo in promet v Portorožu, kjer so nam omogočili meritve s precizno mersko opremo (DGPS) in plovilom, s katerim smo povzročali valove. Meritve so potekale na popolnoma mirnem morju, in sicer 26. in 28. januarja 2008.

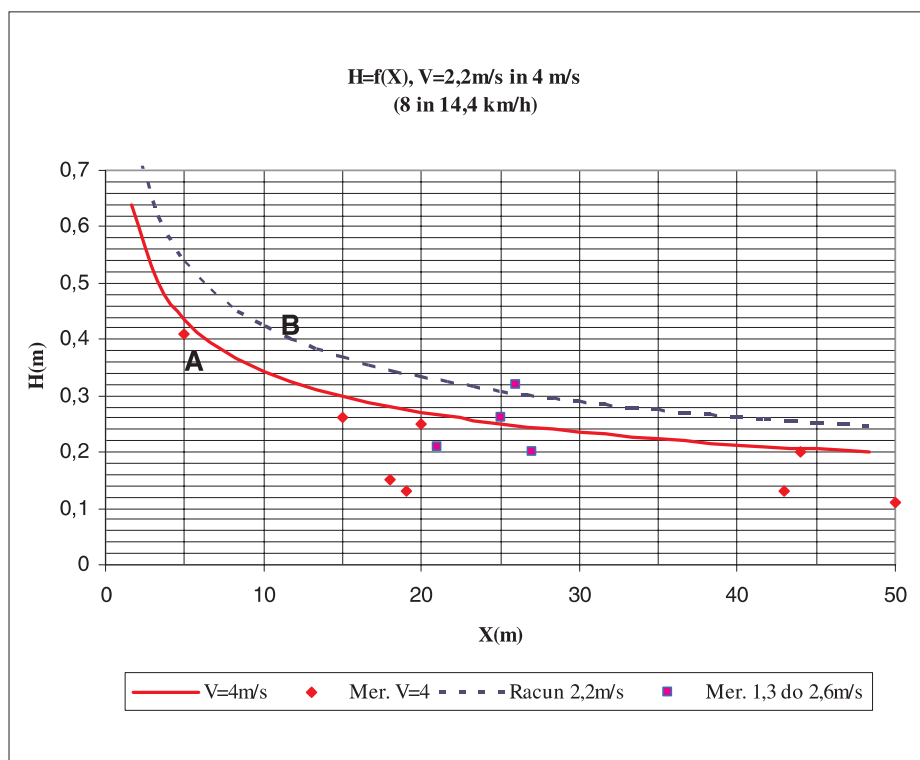
Valove je generiral čoln dolžine 7 m, z maso ca. 1500 kg in motorjem moči 175 KM oz. 130 kW (slika 2), ki je plul z različnimi hitrostmi in na različnih oddaljenostih od merilne naprave. Merilno mesto smo spreminjali in izmerili višino valov na globini ca. 8 m in ob obali (globina 2 m). Za grobo kontrolo smo na pomolu ročno merili višino valov. Vertikalno gibanje z opremo GPS je bilo merjeno s stacionarne točke na pomolu.



Slika 2 • Povzročanje valov z motornim čolnom in merjenje višine valov



Slika 3 • Največja višina vala v odvisnosti od hitrosti (Riedner, 2002). Rdeča črta A-B je predlagani popravek funkcije. Trikotne točke so povprečne merjene vrednosti period pri pripadajoči hitrosti čolna



Slika 4 • Največje višine vala v odvisnosti od razdalje X za hitrosti čolna $2,2 m/s$ in $4 m/s$. Krivulja B bi veljala za $V = 2,2 m/s$ po originalni enačbi Riednerja in Wuja, z upoštevanjem predlaganega popravka enačbe pa krivulja A velja za obe hitrosti

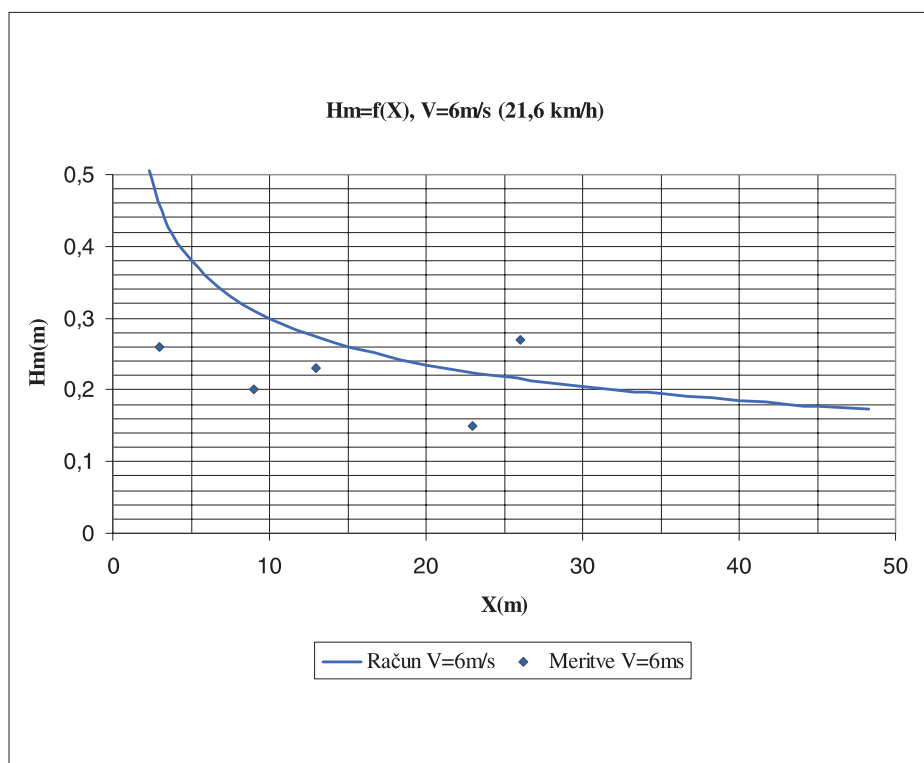
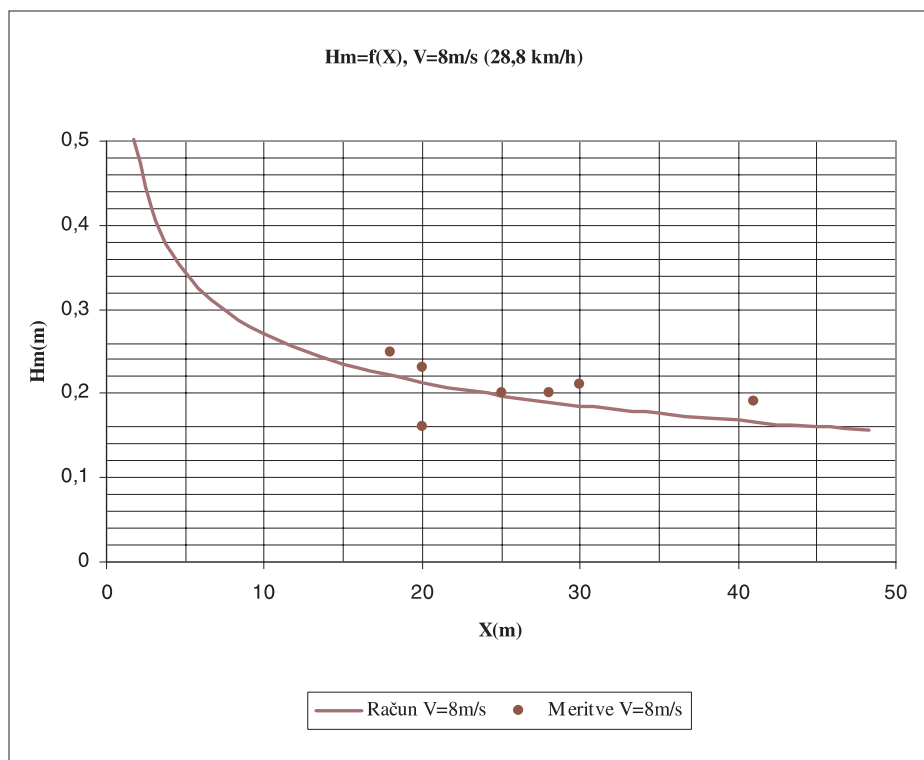
Izvedba meritev je bila sledeča. Na stiroporni plovec smo togo pritrdili v skupno ohišje vstavljene enofrekvenčni sprejemnik GPS (FlexPak, NovaTel) ter dva miniaturna pospeškometra (ADIS 16201), katerih rezultati so se po radijski zvezi ob hitrosti prenosa 38.400 bit/s stekali v prenosni računalnik, s katerim smo rezultate zgolj beležili. Čas vzorčenja vseh podatkov je znašal 0,2 s. Od izmerjenih vrednosti položaja avtonomnega sprejemnika GPS smo v prvem približku upoštevali zgolj odčitek višine.

Na odčitek višine zelo vpliva medsebojna razporejenost satelitov glede na uporabniški sprejemnik (VDOP), zahajanje satelitov in motnje v ionosferi. Dodatno je odčitek moten zaradi guganja ob valovih in ob nagibu antene prisotnih odbojih od morske površine, zato smo poleg polinomske regresije za odpravljanje trendov za ocenitev dinamike uporabili še rezultate pospeškometrov. Z nadaljnjo obdelavo rezultatov smo pridobili čase trajanja posameznih valov, upoštevaje časovni premik smo primerjali podatke, ki jih je beležil samodejni sistem na čolnu AIS (Automatic Identification System). Hitrost širjenja posameznih valov je zaradi neskladnosti nekaterih časov in položajev AIS in sprejemnika GPS na plovcu zgolj iz dobljenih rezultatov manj zanesljiva.

Kvalitativno je opazovanje potrdilo teorijo, da se najvišji val pojavi ob začetku drsenja. Ko čoln začne drseti, pa se višina valov s povečevanjem hitrosti manjša. Hitrost na začetku drsenja je odvisna od oblike in mase čolna in jo je treba določiti za vsak primer posebej. Vsekakor pa težji čolni z večjim ugrezom povzročijo večje valove, saj je količina izpodrinjene vode, ki povzroči prvi val ob začetku drsenja, večja.

Rezultati meritev višine vala v odvisnosti od oddaljenosti plovila (pri konstantni hitrosti plovbe) se večinoma razmeroma dobro ujemajo s teoretičnimi rešitvami Riednerja in Wuja, kar za različne hitrosti plovbe kažejo slike 4 do 7. Ujemanje je bilo nekoliko slabše pri hitrosti 12 m/s oziroma 43,2 km/h (slika 7), vendar tako velike hitrosti na jezerih navadno niso dovoljene in zato meritev pri takšnih hitrostih nismo ponavljali ali poskušali napako upravičiti ali razložiti. Na območju hitrosti med 8 km/h in 30 km/h je ujemanje meritev in enačb razmeroma dobro.

Opazili pa smo odstopanje meritev navzdol pri nižjih hitrostih (slika 4). Na podlagi meritev in opazovanj smo ugotavljali, da enačba Riednerja in Wuja (funkcija na sliki 3) za hitrosti pod ca. 4 m/s ni pravilno formulirana, saj je popolnoma nelogično, da bi se

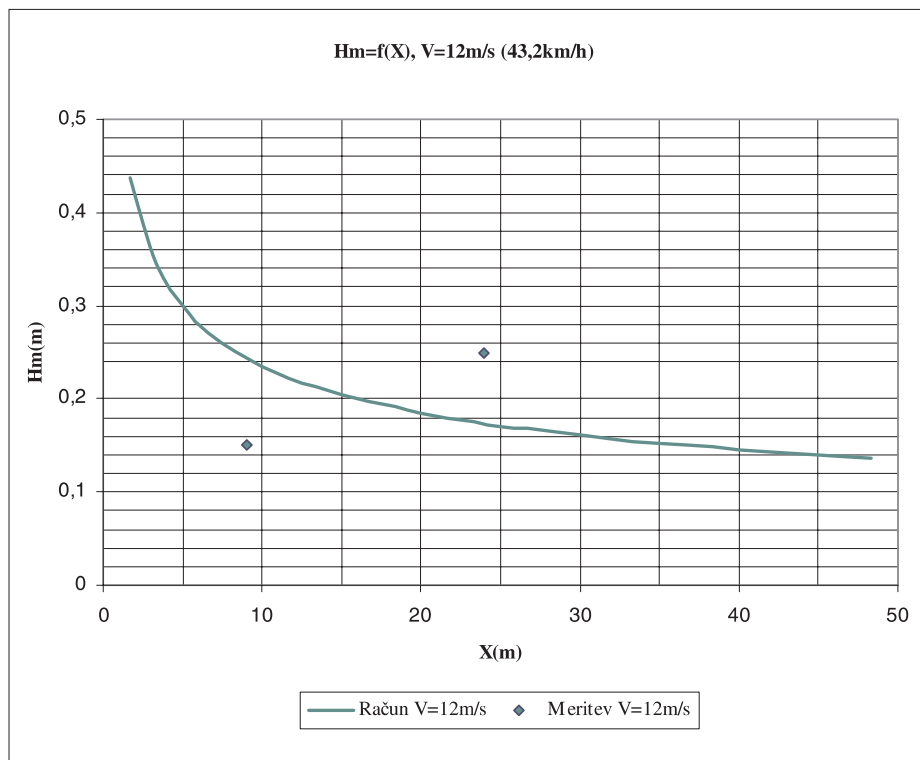
Slika 5 • Največja višina vala v odvisnosti od oddaljenosti X pri hitrosti 21,6 km/h (6 m/s)Slika 6 • Največja višina vala v odvisnosti od oddaljenosti X pri hitrosti 28,8 km/h (8 m/s)

pri majhnih hitrostih (še popolnoma v fazi izrivne plovbe, torej precej pod mejo drsenja) z zmanjševanjem hitrosti plovbe višina vala večala.

Riedner in Wu se z veljavnostjo funkcije pri majhnih hitrostih ne ukvarjata, ker očitno smatrata, da tako majhne hitrosti čolna za povzročanje valov niso pomembne. Vendar pa lahko enačba (1) v določenih primerih pripelje do napačnih rezultatov. Kot je omenjeno, meritve in opazovanja kažejo, da največje višine valov nastanejo ob začetku drsenja. Pri manjših hitrostih, torej pri izravnem načinu plovbe, pa se višina valov z manjšanjem hitrosti nekoliko manjša, vendar ne bistveno. Hitrost, pri kateri plovilo začne drseti, je odvisna od več parametrov, med drugim od moči motorja ter teže in oblike plovila, zato je treba to mejno hitrost ugotoviti pri vsakem plovilu posebej. Za prvi približek pa predlagamo, da se upošteva mejno hitrost 4 m/s. Pod to hitrostjo ostane višina vala konstantna ne glede na hitrost. Ta popravek je prikazan na sliki 3.

Slike 4 do 7 kažejo, da so izračunane višine valov primerljive z merjenimi, vsaj pri izvedenih meritvah. Merjene višine so večinoma pod izračunanimi, kar pomeni, da smo z izračunanimi na varni strani.

Ujemanje naših meritev z enačbami Riednerja in Wuja pa ni povsod dobro, večje razlike so n.pr. pri hitrosti 6 m/s (slika 5). Razlog za to je gotovo v dejstvu, da so pozamezni čolni, ki so bili uporabljeni pri naših meritvah in pri meritvah Riednerja in Wuja vsaj nekoliko različni v dveh parametrih enačbe (1): globini ugreza (d) in tudi dolžini čolna (L). Ker so bile meritve Riednerja in Wuja mnogo bolj številne, razen za zelo majhne hitrosti čolna nismo predlagali sprememb enačbe 1. Naše meritve so služile bolj za grobo testiranje pravilnosti enačbe (1).

Slika 7 • Največja višina vala v odvisnosti od oddaljenosti X pri hitrosti 43,2 km/h (12 m/s)

4 • IZRAČUN STRIŽNIH NAPETOSTI NA PODLAGO ZARADI KOMBINIRANEGA DELOVANJA VALOV IN TOKA

Pri znani višini in periodi valovanja ter poznani hitrosti toka lahko strižne napetosti ob dnu zaradi valovanja in toka izračunamo po enačbah, ki jih povzemamo po literaturi (Van Rijn, 1993). Valovno dolžino izračunamo po enačbi

$$\left[\frac{L'}{T_w} - \bar{u} \cdot \cos \Phi \right]^2 = \frac{g \cdot L'}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L'}, \quad (8)$$

kjer pomeni h globino vode (m), L' je valovna dolžina (m), Φ kot med smerjo valov in toka (stopinje), $\bar{u}$ pa po globini povprečna hitrost v izbrani točki (m/s).

Sledi račun reducirane periode vala T_r :

$$T_r = \frac{T_w}{1 - \frac{\bar{u} \cdot T_w \cdot \cos \Phi}{L'}} \quad (\text{sek})$$

in račun vršne hitrosti vala $U_{d,p}$ in vršne amplitude vala $A_{d,p}$

$$U_{d,p} = \frac{\pi \cdot H_w}{T_r \cdot \sinh\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot h}{L'}\right)} \quad (\text{m/s}) \quad (10a)$$

$$A_{d,p} = \frac{U_{d,p} \cdot T_w}{2 \cdot \pi} \quad (\text{m}) \quad (10b)$$

Nato izračunamo še koeficient trenja f_w ki je odvisen od režima toka, in znaša

$$f_w = 2 \cdot \left(\frac{U_{d,p} \cdot A_{d,p}}{\nu} \right)^{-0.5} \quad \dots \text{laminarni tok} \quad (11a)$$

$$f_w = 0.09 \cdot \left(\frac{U_{d,p} \cdot A_{d,p}}{\nu} \right)^{-0.2} \quad \dots \text{hidrav. gladki turbulentni tok} \quad (11b)$$

$$f_w = \exp \left[-6 + 5.2 \cdot \left(\frac{A_{d,p}}{3 \cdot D_{90}} \right)^{-0.19} \right] \quad \dots \text{hidrav. hrapavi turbulentni tok} \quad (11c)$$

Strižne napetosti zaradi valov $\tau_{b,w}$ izračunamo po enačbi

$$\tau_{b,w} = 0.25 \cdot \rho \cdot (U_{d,p})^2 \cdot f_w \quad (\text{N/m}^2) \quad (12)$$

Strižno hitrost zaradi toka določimo po enačbah

$$u'_* = \left| \frac{\sqrt{g}}{C'} \cdot \bar{u} \right|, \quad (13)$$

pri čemer velja, da je koeficient

$$C' = 18 \cdot \log \left(\frac{12 \cdot R_b}{3 \cdot D_{90}} \right) \quad (14)$$

V gornjih enačbah pomeni R_b hidravlični radij po Vanoni-Brooksu, D_{90} pa premer 90 % zrna na presejni krivulji materiala dna. Pri tem velja naslednja relacija med strižnimi hitrostmi in strižnimi napetostmi ob dnu:

$$u'_* = \sqrt{\frac{\tau_{b,c}}{\rho}} \quad (15)$$

Pri tem je treba upoštevati, da toka in valovanje le redko delujeta v isti smeri in je zato potrebno obe dobljeni strižni napetosti – $\tau_{b,w}$ zaradi valovanja in $\tau_{b,c}$ zaradi toka – vektorsko sešteti. Iz zgornjih enačb je tako možno izračunati tudi strižno napetost kombiniranega delovanja valov in curka motorja na dno ali brežine jezer.

5 • PRIPOROČILA IN SKLEPI

Za praktično uporabo, kadar hočemo oceniti višino valov zaradi možnega povzročanja erozije na bregovih, priporočamo uporabo enačbe (1), v kateri je upoštevana tako hitrost plovila kot razdalja plovila od obravnavane točke. Za hitrosti plovila pod 4 m/s (14,4 km/h) pa priporočamo, da se upošteva nespremenjena višina valov, enaka, kot je dobljena ob hitrosti 4 m/s. Popravljen funkcija je prikazana na sliki 3. Vsa našeta priporočila pa veljajo za hitre motorne čolne, ki na gladini drsijo (»glisirajo«).

Hitrost 4 m/s smo v našem primeru ocenili kot hitrost, pri kateri plovilo zadrši. Bolje je še, če poznamo, ali izmerimo hitrost pri začetku drsenja, za obravnavano plovilo, izračunamo višino vala po enačbi 1 za to hitrost, za vse manjše hitrosti pa potem upoštevamo enako, tj. konstantno višino vala.

Če nadalje ocenimo, da bo plovilo z normalnim (nezmanjšanim) delovanjem motorja plulo nevarno blizu obale, po enačbi 4a izračunamo hitrost toka v curku tik za vijačkom in nato po enačbi 4b hitrost curka na

razdalji X , kar je predvidena razdalja motorja od obale, v smeri osi curka.

Dalje na osnovi teorije o eroziji (poglavje 4) izračunamo kombiniran vpliv valov in curka na možno erozijo brežin. Tu lahko upoštevamo valove zaradi plovil ali/in valove zaradi vetra. Kot dodatno literaturo o teoriji erozije priporočamo knjigo van Rijna, o učinkih valov direktno na erozijo brežin pa članek (Pilarczyk, K. W., 2001).

6 • LITERATURA

- Bhowmik, N. G., Soong, T. W., Reichelt, W. F., Seddik, N. M. L., Waves generated by recreational traffic on the upper Mississippi river system, Research Report 117, Illinois state WATER SURVEY, Dept. of energy and natural resources, 68, 1991.
- Eagleson, R. G., Dean, C. L., Bretschneider, F., Raichlen, D. R. F., Harleman, J. W., Johnson, A. T., Ippen, G. H., Keulegan, H. B., Simmons in A. T., Ippen, editor, Estuary and Coastline Hydrodynamics, McGraw-Hill Book Company Inc, 1966.
- Moffatt&Nichol, Propeller wash study, Sept. 6, Kitimat LNG import terminal (7–19), 2005.
- Pilarczyk, K. W., Design of revetments, Dutch Public Works Department (RWS), Hydraulic Engineering Division, Delft. P. O. Box 5044, 2600 GA Delft, The Netherlands, k.w.pilarczyk@dww.rws.minvenw.nl, 2001.
- Rajar, R., Hidravlika nestalnega toka, Učbenik, FAGG, Ljubljana, 279, 1984.
- Riedner, E., Wu, C., Effects of Wind Waves and Boat Generated Waves on the Shoreline of Crystal Lake, Crystal Lake, Sheboygan County, www.lake-link.com, 4, 2002.
- Sorensen, R. M., Prediction of Vessel-Generated Waves with Reference to Vessels Common to the Upper Mississippi River System, Upper Mississippi – Illinois Waterway System Navigation Study, ENV Report 4, 43, 1997.
- Van Rijn, L. C., Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, Aqua publications, Amsterdam, 417, 1993.

STROKOVNE PRIPOMBE NA ČLANEK PROF. M. RISMALA: HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV

prof. dr. Mitja Brilly, univ. dipl. inž. grad.
Simon Rusjan, univ. dipl. inž. vod. kom. inž.
Katedra za splošno hidrotehniko UL FGG

Glede na sklicevanje prof. M. Rismala v svojem članku na študijo KSH-FGG (2006, 2007) smo dolžni bralce seznaniiti z nekaterimi dodatnimi informacijami v zvezi z rezultati iz omenjene študije:

1) Korelacija med padavinskimi postajami na obravnavanem območju (Tatre, Ilirska Bistrica, Podgrad) s padavinsko postajo Trst je bil uporabljena, da se podaljša (rekonstruira) obstoječe nize podatkov o padavinah in

pretokih ter na ta način omogoči ustrežnejša opredelitev sušnih let s stališča povratnih dob. Padavinska postaja Trst je namreč edina, za katero obstaja več kot 150-letni niz podatkov o mesečnih količinah padavin, medtem ko za ostale padavinske postaje obstajajo precej krajši in pogosto prekinjeni nizi podatkov. Nizi meritev pretokov so še krajši od nizov meritev padavin, in sicer sta najdaljša, nekaj več kot 50-letna niza na razpolago za vodomerno postajo Cerkenikov mlin na Reki in Kubed na Rižani, medtem ko je za potok Padež ter iztok iz akumulacij Mola in Klivnik na razpolago zgolj 18 oziroma 20 let meritev.

2) V preglednici 1 podajamo vsote mesečnih padavin na padavinski postaji Trst za poletna obdobja (junij–september), obdobja koledarskega in hidrološkega leta (obdobje oktober–september). Predstavljenih je 30 let z najbolj sušnimi poletnimi obdobji (junij–september) in najbolj sušnih let glede padavin v 150-letnem nizu podatkov. Sušna poletna obdobja so s stališča preskrbe slovenske Obale z vodo najkritičnejša. Iz tabele lahko razberemo, da so bila v zadnjem desetletju 3 poletna obdobja (leta 2003, 1999 in 2004), ki spadajo med 30 najbolj sušnih v 150-letnem nizu podatkov, poletno obdobje v letu 2003 pa je bilo kar drugo najbolj sušno v celotnem 150-letnem nizu podatkov.

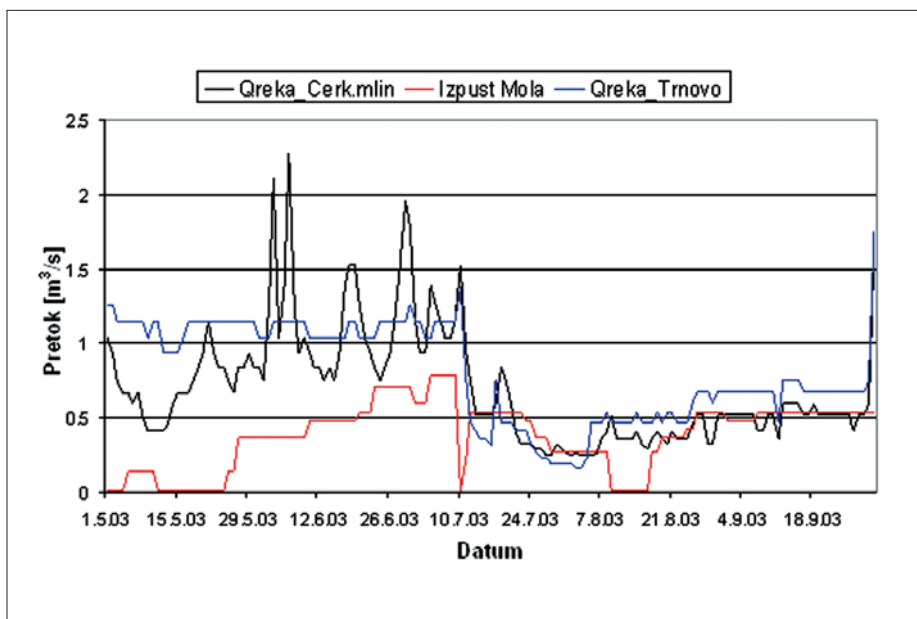
Na podlagi vsot padavin v sušnih poletnih obdobjih v 150-letnem nizu podatkov na padavinski postaji Trst ter analize obstoječih ter rekonstruiranih podatkov s padavinskih postaj na prispevnem območju Reke in pretokov na vodomernih postajah smo identificirali s hidrološkega stališča kritična sušna obdobja. Ugotovili smo, da je za oceno izdatnosti vodnih virov na obravnavanem območju relevantno zlasti sušno obdobje v letu 2003 oziroma obdobje hidrološkega leta 2002–2003 (oktober–september). »Sušni« leti 1959 in 1973, ki jih avtor prispevka prof. Rismal privzema kot

Zap. št.	leto	vsota junij–september	leto	letna vsota
1	1935	114	1942	600
2	2003	135	1938	606
3	1865	160	1945	607
4	1999	182	1921	645
5	1983	187	1865	675
6	1895	191	1983	696
7	1863	197	1908	701
8	1946	198	2003	722
9	1942	210	1920	742
10	1879	214	1988	753
11	1921	214	1999	762
12	1938	223	1857	762
13	1936	228	1957	769
14	1945	234	1946	778
15	1929	244	1935	784
16	1985	248	1944	784
17	1860	249	1994	797
18	1962	255	1890	804
19	1907	256	1954	809
20	2004	260	1967	813
21	1997	261	1883	821
22	1947	261	1943	821
23	1967	261	1871	828
24	1949	266	1894	832
25	1927	267	1949	835
26	1898	268	1904	835
27	1971	269	1953	841
28	1958	271	1863	843
29	1871	272	1973	849
30	1979	273	1895	858

Preglednica 1 • Vsote padavin (v mm) na padavinski postaji Trst za 30 let z najbolj sušnimi poletnimi in letnimi obdobji



Slika 1 • Verjetnostna analiza letnih padavin, izmerjenih v Trstu



Slika 2 • Povprečni dnevni pretoki reke Reke na vodomernih postajah Trnovo in Cerkvenikov mlin ter izpusti iz akumulacije Mola v obdobju maj 2003–oktober 2003

relevantne za analizo vodne bilance, na osnovi omenjene analize niso kaj posebno suhi. Leto 1959 je po podatkih poletnih padavin šele na 62. mestu, letnih padavinah (1017) pa na 81. mestu in krepko nad povprečjem letnih padavin. Leto 1973 je po poletnih padavinah na 84. mestu (nič kaj suho), po letnih padavinah pa na 29. mestu. Tudi celotno ob-

dobje, izbrano za analizo 1958–1973, ni bilo posebno suho.

3) Na sliki 2 podajamo merjene povprečne dnevne pretoke na vodomerni postaji Trnovo in Cerkvenikov mlin ter iztoke iz akumulacije Mola v sušnem obdobju od maja do oktobra 2003 (podatki ARSO). V obdobju od sredine

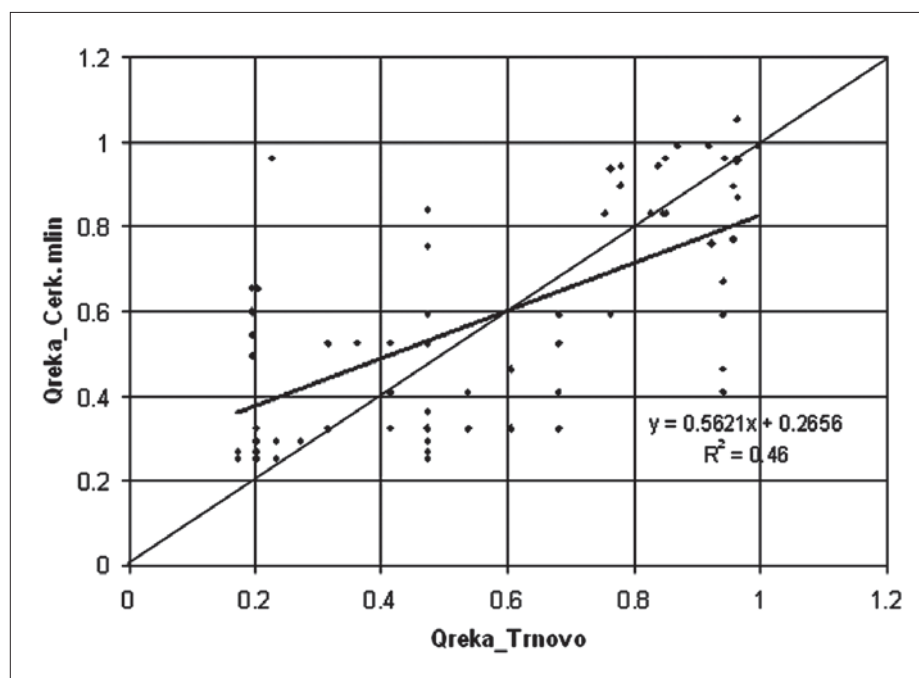
julija do začetka oktobra je bil praktično celoten povprečni dnevni pretok izmerjen na vodomerni postaji Cerkvenikov mlin enak povprečnim dnevnim količinam, ki so se izpuščale iz akumulacij Mola in Klivnik. Znotraj posameznih krajših obdobj je pretok Reke na Cerkvenikovem mlinu dejansko manjši od količin, ki so se izpuščale iz akumulacij Mola in Klivnik, in nižji od pretoka, izmerjenega na vodomerni postaji Trnovo, kar kaže na to, da se del vode v strugi Reke v času nizkih pretokov (okoli $1 \text{ m}^3/\text{s}$) izgublja že gorvodno od vodomerne postaje Cerkvenikov mlin.

Na sliki 3 prikazujemo primerjavo med vrednostmi povprečnih dnevnih nizkih pretokov Reke na vodomerni postaji Trnovo in Cerkvenikov mlin za obdobje od leta 1994 do 2006, za katero smo imeli na razpolago podatke z obeh postaj (podatki ARSO). Razviden je velik raztros nizkih pretokov in posledično slabša korelacija nizkih pretokov, izmerjenih na obeh vodomernih postajah, kar kaže na to, da je razmerje med nizkimi pretoki, izmerjenimi istočasno na obeh postajah, precej spremenljivo. V primeru, da se na obravnavanem odseku voda v obdobjih nizkih pretokov ne izgublja, bi morali biti pretoki na vodomerni postaji Cerkvenikov mlin konstantno večji ali enaki pretokom na vodomerni postaji Trnovo; s slike je lepo razvidno, da temu ni tako.

4) Iz meritev nizkih pretokov Reke dolvodno od Cerkvenikovega mlina je bilo že predhodno ugotovljeno (KSH, 2007), da do vtoka v Škocjanske jame ponikne dobršen del pretoka, izmerjenega na vodomerni postaji Cerkvenikov mlin, in sicer so se izmerjene količine gibale okoli $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Dejstvo, da se sušni pretoki Reke kljub obstoječemu režimu bogatenja iz akumulacij Mola in Klivnik dolvodno od vodomerne postaje Trnovo ter še izrazitejše dolvodno od vodomerne postaje Cerkvenikov mlin manjšajo, dodatno izpostavlja problematiko določitve biološko sprejemljivega pretoka reke Reke.

Z vidika zagotavljanja zadostnih količin vode za pokrivanje obstoječe in prihodnje naraščajoče porabe Rižanskega vodovoda sta ključni identifikacija in analiza kritičnih poletnih sušnih obdobj, znotraj katerih pride do časovnega sovpadanja minimalne izdatnosti vodnih virov na obalno-kraškem območju ter sezonskih viškov porabe vode. Ob tem je obdobje hidrološkega leta v primerjavi z obdobjem koledarskega leta primernejše za analizo, ker se ujema s sezonskim režimom polnjenja in praznjenja obstoječih ter predvidene akumulacije.

Osnovni problem pri hidroloških analizah razpoložljivih količin vode vodnih virov je v nezadostnih podatkih iz izjemno sušnega obdobja med letoma 1938 in 1946. Bilo je obdobje druge svetovne vojne, ko so opazovanja v veliki meri prenehala. Kasnejša intenzivna opazovanja so pa sovpadala z bolj povprečno vlažnimi leti, ki pa marsikaterega načrtovalca izkoriščanja vodnih virov zavedejo pri analizi varnosti zagotavljanja vodnih količin. Končno smo z letom 2003 dobili meritve v nekem bolj suhem, pa ne ekstremno suhem letu, ki omogočajo realnejšo oceno hidrološke suše. Prof. Rismalu priporočamo, da svoje predloge analizira s hidrološkimi podatki ARSO za leto 2003.



Slika 3 • Primerjava povprečnih dnevnih nizkih pretokov Reke na vodomernih postajah Trnovo in Cerkevnikov mlin

POJASNILO PROF. BRILLYJU NA NJEGOVE PRIPOMBE K ČLANKU HIDROLOGIJA V FUNKCIJI REŠITEV?

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

V zaključku svojega prispevka mi prof. Brilly »priporoča«, naj svoje predloge analiziram s hidrološkimi podatki ARSO za sušno leto 2003, kar pa sem brez njegovega priporočila naredil že leta 2004 in je dokumentirano v mojem članku v Gradbenem vestniku, januar 2008, na straneh 22 do 28, z vodno bilanco akumulacij Mole in Klivnika za načrtovano porabo vodovoda leta 2042 in vodnih virov Rižane, reke Reke:

1. Na isti način pa je po meritvah ARSO pretokov Reke in Rižane s 50-letno celostno vodno bilanco vodovoda med letoma 1954 in 2005 tudi dokazano, da je v akumulacijah Mola in Klivnik, v Rižani in reki Reki dovolj vode za dolgoročne potrebe do leta 2042 in 2062 ne le za Rižanski,

ampak za vse tri vodovode skupaj – Rižanski, Kraški in Ilirskobistriški vodovod.

2. Zaradi varnosti, ki jo narekujejo klimatske spremembe, pa je v bilanci (diagram 11. v članku *Ali je akumulacija Suhorka potrebna?*, Gradbeni vestnik, avgust 2007) tudi predvideno občutno znižanje izdatnosti vseh navedenih vodnih virov.
3. Vodna bilanca med letoma 1954 in 2005 upošteva kontinuiteto letnih histogramov pretokov v rekah in porabe Rižanskega vodovoda. Zato v obravnavanem primeru uporaba hidrološkega leta po sugestiji prof. Brillyja ni potrebna.
4. Naj ponovim, da je pravilnost te vodne bilance potrjena z elaboratom mednarod-

nih izvedencev, ki ga je, kot sodelavec napačnega projekta za akumulacijo Suhorka in član od MOP-a imenovane komisije, prejel tudi sam. Problem pa je podrobneje argumentiran na straneh 22–28 tudi v Gradbenem vestniku, januar 2008.

Kljub temu pa prof. Brilly na sliki 2 – enako kot projektant na grafih 3 in 4 (Gradbeni vestnik, oktober 2007, stran 273) – naprej zavaja s histogrami merjenih pretokov Reke in Mole, čeprav je v predmetni vodni bilanci in elaboratu izvedencev dokazano, da so akumulaciji izpraznili po nepotrebnem, ker so iz njih izpuščali preveč vode. Pri večjih izpuštih vode pa bi jih seveda izpraznili še prej.

5. V junijskem članku Gradbenega vestnika 2008, na katerega se sklicuje prof. Brilly, pa sem uporabil meritve Padeža in reke Reke za obdobje 1958 do 1973, ker so bile sočasno za obe reki izvedene le v tem obdobju. Kot je iz članka razvidno, obstaja med pretoki obeh rek trdnejša zveza kot med padavinami v Trstu in pretoki Padeža, kakor razlaga prof. Brilly (glej slike 2, 2a in 3 v tem članku). S tem dejstvom pa sem prof. Brillyju tudi pokazal, da naj bi v hidrologiji, če so na voljo, uporabil zanesljivejše metode.

Zaradi jasnosti velja pogledati histograme pretokov reke Reke, izpustov in gibanja vodne zaloge v Moli in Klivniku, ki so za kritično sušno leto 2003 podani na slikah 2, 3 in 4 v januar-ski številki Gradbenega vestnika (2008) na straneh 22 do 28.

Slika 2 obravnava praznitev akumulacij brez odvzema vode za vodovod za sušno leto 2003 za dva primera: a) prvi primer, ki prikazuje merjeni potek praznitve akumulacij in pretokov Reke v profilu Trnovo, je identičen s histogrami v Brillyjevem članku na sliki 2. Ker so iz akumulacij spuščali preveč vode, so jih prehitro izpraznili, v reki Reki pa so ostale le naravne nizke vode, najnižja v merskem profilu Trnovo – le 171 l/s; b) drugi primer pa pokaže rezultat vodne bilance, če bi akumulaciji izpraznili počasneje. V tem primeru pa najnižji pretok Reke ne bi bil manjši od 850 l/s.

Slika 3 vsebuje histograme načrtovanega odvzema vode za Rižanski vodovod iz Rižane in iz obeh akumulacij obogatene Reke. V tem primeru pa ostane v Reki kljub odvzemu vodovoda še vedno 560 l/s vode ali trikrat več od 171 l/s.

Za dolgoročne potrebe vodovoda je torej v obeh akumulacijah dovolj vode.

Moj članek, na katerega se oglašja prof. Brilly, podaja potrebne dokaze, da daje direktna korelacija med pretoki Padeža in Reke boljše rezultate (kar je tudi razumljivo) od posredne korelacije med padavinami v Trstu in pretoki Padeža, ki jo je v elaboratu 3.2.1, *Vodna bilanca*, KSH FGG, za napačni projekt nepotrebne vodne akumulacije Suhorka uporabil prof. Brilly.

Svojega priporočila glede sušnega leta 2003 pa sam ni upošteval, čeprav je kot član komisije poleg predmetne vodne bilance med letoma 1954 in 2005, ki obravnava tudi kritično leto 2003, prejel tudi identični elaborat izvedencev z enakimi ugotovitvami, da imata akumulaciji Mola in Klivnik dovolj vode tudi za dolgoročne potrebe obravnavanih vodovodov.

KOMENTAR K ČLANKU »BOČNA ZVRNITEV LESENEGA KROŽNEGA LOKA« AVTORJEV U. RODMANA, M. SAJETA, I. PLANINCA IN D. ZUPANA, KI JE BIL OBJAVLJEN V GRADBENEM VESTNIKU AVGUSTA 2008

prof. dr. Darko Beg, univ. dipl. inž. grad.

predstojnik Katedre za metalne konstrukcije na UL FGG in predsednik Tehničnega odbora za konstrukcije pri SIST

Članek v prvem delu na zanimiv način prikaže izračun elastične kritične obtežbe lesenih dvočlenskih krožnih lokov z idealno geometrijo. Analizirani so vpliv relativne višine puščice loka ter število in optimalni razpored bočnih podpor. V drugem delu članka so obravnavana mejna stanja uporabnosti (MSU) in nosilnosti (MSN) in večkrat je citiran SIST EN 1995-1-1, zato lahko bralec dobi napačen vtis, da gre za določanje mejnih stanj po evrokodih. V kakšnih drugih okoliščinah se mi ne bi zdelo pomembno reagirati, vendar pa smo v Sloveniji po uspešni seriji tečajev za projek-

tante letos s 1. januarjem začeli pri projektiranju gradbenih konstrukcij (praktično obvezno) uporabljati standarde Evrokod. Razen tega so se pod članek podpisali trije učitelji Konstrukcijske smeri UL FGG, kar daje informacijam, podanim v članku, še posebno težo.

V nadaljevanju bom poskušal na kratko opozoriti na nekatere nedoslednosti in na to, kako bi bilo potrebno zadevo izpeljati v duhu SIST EN 1995-1-1:

– Elastična kritična obtežba loka z idealno geometrijo ni enaka mejni obtežbi loka. V skladu s poglavjem 5.4 v SIST EN 1995-1-1

se mejna nosilnost (ali pa običajnejši odziv pri projektnem nivoju obtežbe) določi po teoriji drugega reda ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnosti. Če lok ni bočno povsem podprt (preprečena bočna zvrnitev), je treba upoštevati tudi nepopolnosti izven ravnine loka. Za obliko nepopolnosti se lahko privzame ustrezna uklonska oblika (v odvisnosti od razporeditve bočnih podpor), amplitudo pa je treba izbrati glede na velikost dovoljenih odstopanj od idealne geometrije pri gradnji ločne konstrukcije ($L/500 - L/300$, L = razdalja med bočnimi

podporami). Po zagotovilih avtorjev v uvodu članka njihova programska oprema tako (in še natančneje) analizo omogoča.

Pri zahtevani prostorski analizi so prečni prerezi loka obremenjeni z dvoosnim upogibom in osno silo in projektna nosilnost je dosežena, ko je v MSN dosežena projektna nosilnost najbolj obremenjenega prečnega prereza ali ko je v MSU prekoračen dopustni upogibek.

- Elastična kritična obtežba loka z idealno geometrijo se lahko uporabi le za mero občutljivosti na pojav nestabilnosti. Z njeno pomočjo običajno izračunamo vitkost, npr. poglavje 6.3.3 v SIST EN 1995-1-1 (bočna zvrnitev upogibnih nosilcev):

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (\text{en. 630 – SIST EN 1995-1-1}),$$

kjer je

$f_{m,k}$ – karakteristična upogibna trdnost lesa,
 $\sigma_{m,crit}$ – elastična kritična napetost bočne zvrnitve.

S pomočjo vitkosti določimo redukcijski koeficient bočne zvrnitve $k_{crit} \leq 1,0$, ki v bistvu predstavlja brezdimenzionalno nosilnost realnega (nepopolnega) upogibnega nosilca pri bočni zvrnitvi. Nato lahko preverimo projektno nosilnost bočne zvrnitve:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (\text{en. 6.33 – SIST EN 1995-1-1}),$$

kjer je

$\sigma_{m,d}$ – projektna vrednost upogibne napetosti,
 γ_M – delni faktor odpornosti.

V primeru loka tak postopek ni mogoč, ker v SIST EN 1995-1-1 ni na voljo ustreznega redukcijskega koeficienta. Tako nam lahko izračun elastične kritične obtežbe pomaga le pri določanju oblike začetne geometrijske nepopolnosti (uklonske oblike).

– V članku je bila v izračunih uporabljena srednja vrednost elastičnega in strižnega modula (E_{mean}). SIST EN 1995-1-1 zahteva uporabo projektnih vrednosti, ki so manjše (E_{mean}/γ_M ali $E_{0,05}$ glede na vrsto izračuna).

– Omenjena je kontrola pomikov, vendar ni jasno, pri katerem nivoju obtežbe je bila ta kontrola izvršena. Elastična kritična obtežba (privzeta v članku kot obtežba, pri kateri je dosežen MSN) je izražena kot mnogokratnik lastne teže in je na tej osnovi težko določiti nivo obtežbe za MSU. V ta namen je treba poznati razmerje med stalno in koristno obtežbo (v najenostavnejšem primeru) za vsak konkreten računski primer.

– Tudi če za trenutek pristanemo na to, da elastična kritična obtežba predstavlja mejno obtežbo, sta v kontroli nosilnosti prečnih prereзов narejeni dve očitni poenostavitvi, ki bi bili dopustni le za grobo oceno merodajnih mejnih stanj, ne pa v povezavi s SIST EN 1995-1-1, kjer so te kontrole zastavljene drugače:

– Projektno nosilnost prečnega prereza (npr. za vzdolžne napetosti) je treba določiti s pomočjo projektne vrednosti trdnosti lesa, npr. za nateg $f_{t,0,d} = f_{t,0,k}/\gamma_M$, in ne s karakteristično vrednostjo $f_{t,0,k}$, ki je višja.

– Mejno stanje prereza, obremenjenega s kombinacijo upogiba in tlaka po SIST EN 1995-1-1, ni določeno z enačbami iz članka (npr. en. 3.4):

$$\sigma_{c,0} = \frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \leq f_{c,0,k},$$

ampak z enačbama

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0,$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0,$$

kjer je upoštevana nelinearna interakcija tlaka in upogiba in tudi različne trdnosti lesa za tlak in upogib. Les ni elastičen material, in zgornje enačbe izhajajo iz rezultatov testov. Pri računu upogibnega del napetosti je potrebno upoštevati ukrivljenost nosilca. Če so napetosti izračunane na osnovi nelinearne globalne analize ob upoštevanju začetnih geometrijskih nepopolnosti, v zgornjih enačbah ni več potrebno upoštevati redukcijskih koeficientov uklona in bočne zvrnitve.

Menim, da bi se avtorji morali omejiti na določanje elastične kritične obtežbe bočne zvrnitve ali pa dosledno slediti načelom in konkretnim zahtevam relevantnih standardov Evrokod. Na morebitna odstopanja in poenostavitve je treba bralca korektno opozoriti, saj je lahko v nasprotnem primeru sporočilo članka v strokovni javnosti narobe razumljeno.

Za konec pa še droben komentar k citiranju evrokodov. Kot prvi vir je naveden evropski standard Eurocode 5. To je modelni standard, ki ga ni mogoče nikjer uradno kupiti in tudi ne uporabljati. Vse članice CEN so dolžne vse evropske standarde v roku pol leta privzeti kot svoje nacionalne standarde. Evrokodi se torej uporabljajo kot slovenski, nemški, francoski idr. standardi, k vsakemu od teh standardov pa je potrebno sprejeti še Nacionalni dodatek, ki vsebuje nacionalno določljive parametre. Zato se lahko slovenska in nemška verzija standarda EN 1995-1-1 (in vseh ostalih evrokodov) med seboj razlikujeta. Pravilna navedba vira za slovensko verzijo bi bila: SIST EN 1995-1-1, Evrokod 5: Projektiranje lesenih konstrukcij – 1-1 del: Splošna pravila in pravila za stavbe, 2005, ali krajše SIST EN 1995-1-1.

NOVI DIPLOMANTI

UNIVERZA V LJUBLJANI, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO IN GEODEZIJO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Rene Pivc, Sanacija poškodb na voziščih po zimi, mentor prof. dr. Janez Žmavc

Sandi Novak, Optimiziran pristop sanacije kulturnozgodovinskih objektov na primeru gradu Pišce, mentor doc. dr. Vlatko Bosiljkov, somentor doc. dr. Jana Šelih

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

David Antolinc, Analiza obnašanja mostu iz admirane plastike, mentor izr. prof. dr. Roko Žarnić, somentor doc. dr. Vlatko Bosiljkov

Peter Češarek, Vpliv gibajočih se teles na gradbene konstrukcije, mentor doc. dr. Dejan Zupan, somentor prof. dr. Miran Saje

Blaž Čermelj, Odziv jeklenih stavb na požarne vplive, mentor prof. dr. Darko Beg

Meta Kržan, Parametrična analiza potresne odpornosti Kolizeja v Ljubljani, mentor doc. dr. Vlatko Bosiljkov, somentor izr. prof. dr. Roko Žarnić

Uroš Lesjak, Analiza hidroloških in hidravličnih razmer na povodju Koprivnice 18. 9. 2007, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor viš. pred. mag. Rok Fazarinc

Martin Lah, Razvoj kompendija o upravljanju tveganj, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor viš. pred. dr. Tomo Cerovšek

Tomaž Belina, Potresna analiza pet in deset etažne stenaste konstrukcije, mentor doc. dr. Matjaž Dolšek, somentor Klemen Rejec

Jurij Škrbec, Vodenje kakovosti v gradbenem podjetju, mentor doc. dr. Jana Šelih, somentor Julij Nemanič

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ VODARSTVO IN KOMUNALNO INŽENIRSTVO

Boris Plohl, Priprava pitne vode iz vodnih virov na levem bregu Mure, mentor prof. dr. Boris Kompare, somentor Bogoslav Brezigar

Maja Meze, Analiza padavinskih razmer septembra 2007 v zahodni Sloveniji, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš, somentor prof. dr. Mitja Brilly

Sonja Pirečnik, Vodarna Grmov vrh – analiza delovanja in rekonstrukcija, mentor prof. dr. Boris Kompare, somentor mag. Branko Naveršnik

Aleš Zaviršek, Preliminarna študija zaščite vodotokov na področju kanalizacijskega sistema Grosuplje – Šmarje Sap, mentor izr. prof. dr. Jože Panjan, somentor asist. dr. Mario Krzyk

Miha Trdina, Analiza poplavne škode avgusta 2005 na reki Sevnici, mentor prof. dr. Matjaž Mikoš

Martin Mravlje, Račun vala vsled morebitne porušitve jezovne zgradbe načrtovane hidroelektrarne Krško na Savi, mentor prof. dr. Matjaž Četina, somentor doc. dr. Andrej Širca

Mateja Škerjanec, Primerjava simulacijskih orodij WEST in GPS-X na primeru MBBR reaktorja, mentor prof. dr. Boris Kompare, somentor asist. dr. Nataša Afanasova

MAGISTRSKI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Nikolaj Šarlah, Izmenjevalni formati informacijskega sistema zbirnega katastra gospodarske javne infrastrukture v podporo interoperabilnosti, mentor doc. dr. Marijan Žura

Toni Levičnik, Objektno modeliranje baze podatkov geografskega informacijskega sistema prenosnih plinovodov, mentor doc. dr. Marijan Žura

MAGISTRSKI ŠTUDIJ VARSTVA OKOLJA

Ivan Kenda, Emisije škodljivih snovi v cestnih predorih, mentor doc. dr. Jurij Modic

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO

VISOKOŠOLSKI STROKOVNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Janja Kovač, Tehnologija vgradnje in mehanske lastnosti tankoslojnih zaključnih fasadnih ometov, mentor pred. Samo Lubej, univ. dipl. inž. grad., somentor doc. dr. Andrej Štrukelj

Marko Lapajne, Presoja ustreznosti izvedbe krožnega križišča na Kolodvorski cesti v Kopru, mentor izr. prof. dr. Tomaž Tollazzi

Klementina Pobežin, Analiza urejenosti površin za gibalno ovirane osebe v Zdravilišču Rogaška Slatina, mentor pred. Uroš Lobnik, univ. dipl. inž. arh.

Petra Tamše, Izvedba in postavitve protihrupne zaščite, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj, somentor Nataša Šuman, univ. dipl. gosp. inž.

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GRADBENIŠTVA

Aleksander Emeršič, Tehnologije globokega temeljenja, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj, somentor doc. dr. Borut Macuh

Ervin Jezovšek, Izračun čašastega temelja po EUROCODE in DIN standardih, mentor red. prof. dr. Branko Bedenik, somentor pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.

Gregor Štrekelj, Dimenzioniranje pilotov temelja po DIN standardih s pomočjo programa RM2006, mentor red. prof. dr. Branko Bedenik, somentor pred. Milan Kuhta, univ. dipl. inž. grad.

Marko Vogrin, Časovno spremljanje jakosti vezi med ogljikovimi filamenti in aerirano cementno malto, mentor red. prof. dr. Ivan Anžel, somentor viš. pred. mag. Andrej Ivanič

Dušan Vukašinovič, Tehnologija gradnje pristaniških objektov, mentor doc. dr. Andrej Štrukelj, somentor Nataša Šuman, univ. dipl. gosp. inž.

Marko Živec, Projektiranje vijačnih priključkov stebrov in nosilcev, mentor red. prof. dr. Stojan Kravanja, somentor doc. dr. Simon Šilih

UNIVERZA V MARIBORU, FAKULTETA ZA GRADBENIŠTVO – EKONOMSKO POSLOVNA FAKULTETA

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ GOSPODARSKEGA INŽENIRSTVA

Primož Fidler, Modeliranje in simulacija odziva dvojnega ovoja stavbe, mentorja izr. prof. dr. Dean Korošak in doc. dr. Andreja Lutar-Skerbinjek

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

KOLEDAR PRIREDITEV

4. in 14.11.2008

**Typische Schäden im Stahlbetonbau –
Vermeidung von Mängeln als
Aufgabe der Bauleitung**

Hamburg in Berlin, Nemčija
www.betonverein.de

4., 6., 11. in 13.11.2008

Betonski mostovi (Evrokodi)

FGG, Ljubljana, Slovenija
www.izs.si

7.11.2008

COMBRI Workshop

Stahl- und Verbundbrücken

Düsseldorf, Nemčija
www.uni-stuttgart.de/ke/combri

11.-13.11.2008

Der Geothermiekongress 2008

Karlsruhe, Nemčija
www.dergeothermiekongress.de

14.11.2008

**Typische Schäden im Stahlbetonbau –
Vermeidung von Mängeln als
Aufgabe der Bauleitung**

Berlin, Nemčija
www.betonverein.de

18., 20., 25. in 27.11.2008

**Projektiranje potresno varnih
Betonskih stavb (Evrokodi)**

FGG, Ljubljana, Slovenija
www.izs.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

15.-16.1.2009

Spritzbeton – Tagung 2009

Alpbach, Tirolska, Avstrija
www.ovbb.at

21.-22.1.2009

7. Österreichische Geotechniktagung mit Fachausstellung

Dunaj, Avstrija
www.ovbb.at

10.-12.2.2009

53. Betontage

Ulm, Nemčija
www.ovbb.at

21.-23.4.2009

Traffex 2009

Birmingham, Anglija
www.traffex.com

20.-22.5.2009

**5th International Conference on Construction
in the 21st Century**

CITC-V, Carigrad, Turčija
www.fiu.edu/~citc

23.-25.9.2009

14th European Parking Association Congress

Dunaj, Avstrija
www.europeanparking.eu

5.-9.10.2009

**17th International Conference for Soil
Mechanics and Geotechnical Engineering**

Alexandria, Egipt
www.2009icsmge-egypt.org

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

OPRAVI NAJBOLJ UMAZANA DELA.



NISSAN PICKUP 4x4

Že od izjemnih **13.868€***

Nissan Pickup je kleno in zmogljivo lahko gospodarsko vozilo, namenjeno poslovnim uporabnikom pri njihovih vožnjah in delu na težko dostopnih krajih ter celo tam, kjer ni urejenega cestnega omrežja. Z 2,5-litrskim motorjem in nosilnostjo do 1135 kg je zanesljiv delovni stroj, ki bo za vas opravil še tako umazana opravila. Pickup daje frazi "poceni delovna sila" povsem nov pomen, saj je na voljo že za izjemnih 13.868€*.



SHIFT_expectations

* Cena je veljavna za pravne osebe, za verzijo z enojno kabino 2,5 dCi 4x4 XE. Upoštevan je 10% popust in povračilo DDV, do katerega so pravne osebe upravičene pri nakupu tovornih vozil. Poraba goriva kombinirano (l/100 km) 9,1-9,2 l/100km. Emisija CO₂: 241-242 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, TRGO ABC PE POSTOJNA, Postojna, 05 721 28 27, TPV AVTO, Novo Mesto, 07 391 82 83, AVTOHIŠA RAJBAR, Murska Sobota, 02 532 12 09, AVTOTEHNIKA CELJE, Celje, 03 426 33 16