DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES

ZLATIBOR - ČIGOTA 22-24. SEPTEMBAR

2010.

13 KONGRES 2010

U SARADNJI SA:



GRAĐEVINSKIM FAKULTETOM UNIVERZITETA U BEOGRADU



INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE

MINISTARSTVOM ZA NAUKU I TEHNOLOŠKI RAZVOJ REPUBLIKE SRBIJE

ZBORNIK RADOVA

MAŠINOPROJEKT COPRING

DENEZA M

CIP - Каталогизација у публикацији
Народна библиотека Србије, Београд

69(082)
624(082)

ДРУШТВО грађевинских конструктера Србије.
Конгрес (13 ; 2008 ; Златибор)
Zbornik radova / DGKS Društvo
građevinskih konstruktera Srbije, 13 kongres,
Zlatibor, 22-24. septembar, 2010. ; [urednici
Dejan Bajić, Snežana Marinković]. - Beograd :
Društvo građevinskih konstruktera Srbije,
2010 (Beograd : Grafički centar). - 520 str.
: ilustr. ; 25 cm

Radovi na srp. i engl. jeziku. - Tiraž 350. -
Napomene uz tekst. - Bibliografija uz većinu
radova. - Summaries; Rezimei.

ISBN 978-86-85073-09-0

a) Грађевинарство - Зборници
COBISS.SR-ID 177975052

Izdavač: **Društvo građevinskih konstruktera Srbije**
Beograd, Bulevar kralja Aleksandra 73/I

Urednici: prof. dr **Dejan Bajić**
v.prof. dr **Snežana Marinković**

Tehnička priprema: **Saška - Stoja Todorović**

Priprema za štampu: **Dušan Živković**

Štampa: **DC Grafički centar**

Tiraž: 350 primeraka

Beograd, septembar 2010.

ORGANIZACIONI ODBOR

PREDSEDNIŠTVO JDGK

prof. dr Dejan BAJIĆ, dipl.inž.građ., predsednik
Svetislav SIMOVIĆ, dipl.inž.građ., potpredsednik
prof. dr Snežana Marinković, dipl.inž.građ., sekretar
prof. dr Mirko AĆIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan NAJDANOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe VUKSANOVIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav STOJIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe LAĐINOVIĆ, dipl.inž.građ.
dr Zoran FLORIĆ, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar RISTOVSKI, dipl.inž.građ.
Zoran FILIPOVIĆ, dipl.inž.građ.
Branko KNEŽEVIĆ, dipl.inž.građ.
Slobodan CVETKOVIĆ, dipl.inž.građ.
Slobodan MITROVIĆ, dipl.inž.građ.
doc. dr Bratislav STIPANIĆ, dipl.inž.građ.
Đorđe PAVKOV, dipl.inž.građ.

ČLANOVI ORGANIZACIONOG ODBORA IZVAN PREDSEDNIŠTVA

mr Slobodan GRKOVIĆ, dipl.inž. građ.,
Gojko GRBIĆ, dipl.inž.građ.,
Miroslav MIHAJLOVIĆ, dipl.inž.građ.

NAUČNO-STRUČNI ODBOR

prof. dr Mirko Aćić, dipl.inž.građ.
prof. dr Aleksandar Pakvor, dipl.inž.građ.
prof. dr Radomir Folić, dipl.inž.građ.
prof. dr Živojin Praščević, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe Vuksanović, dipl.inž.građ.
prof. dr Dejan Bajić, dipl.inž.građ.
prof. dr Snežana Marinković, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragoslav Stojić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dragan Buđevac, dipl.inž.građ.
prof. dr Ljubomir Vlajić, dipl.inž.građ.
prof. dr Dušan Najdanović, dipl.inž.građ.
prof. dr Đorđe Lađinović, dipl.inž.građ.
prof. dr Miloš Lazović, dipl.inž.građ.

SIMPOZIJUM JE ORGANIZOVAN U SARADNJI SA:

GRAĐEVINSKI FAKULTET UNIVERZITETA U BEOGRADU, Beograd
INŽENJERSKOM KOMOROM SRBIJE, Beograd
MINISTARSTVOM ZA NAUKU REPUBLIKE SRBIJE

SPONZORI SIMPOZIJUMA:

ZLATNI

DENEZA M INŽENJERING, Beograd
MAŠINOPROJEKT KOPRING, Beograd

SREBRNI

EURO GARDI GROUP, Novi Sad
FOCUS COMPUTERS, Beograd
HUPRO, Novi Beograd
ALPINE, Beograd
GRADING, Paraćin

BRONZANI

ŠIRBEGOVIĆ Grupa - G.M.T. doo, Beograd
PIRAMIDA, Sremska Mitrovica
SIKA, Novi Sad
STRABAG, Beograd
GEMAX, Beograd
ADING d.o.o., Novi Beograd
MAPEI, Beograd

SADRŽAJ

PRIZNANJA

1	PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DANILU DRAGOJEVIĆU, DIPL.INŽ.	3
2	PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU VUKANU NJAGULJU, DIPL.INŽ.	7
3	*Šerif Dunica, Branislav Životić, Aleksandar Bojović* NOVI TORANJ NA AVALI. KONSTRUKCIJA TORNJA	13
4	*Goran Milovanović, Zoran Mišković* SPECIFIČNOSTI IZVOĐENJA OBNOVE TV TORNJA "AVALA"	25
5	*Snežana Mašović* PRERASPODELA UTICAJA KOD NAKNADNO KONTINUIRANIH SPREGNUTIH ARMIRANOBETONSKIH NOSAČA TOKOM VREMENA	35
6	*Zoran Brujić* PRORAČUN VITKIH DVOOSNO SAVIJANIH AB STUBOVA	45

UVODNA IZLAGANJA

7	*Mihaela Zamolo* GRAĐEVNI MATERIJALI - PROIZVODI	57
8	*Milenko Pržulj* INTEGRALNI BETONSKI MOSTOVI	63
9	*Aleksandar Bojović, Vukan Njagulj* IDEJNI PROJEKT ŽELEZNIČKO-DRUMSKOG MOSTA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU	87

SAOPŠTENJA

10	*Duško Bobera, Goran Tadić, Zoran Luković* PROJEKAT ČELIČNE KONSTRUKCIJE POKRETNOG DRUMSKOG MOSTA PREKO PORT MILENE U ULCINJU	101
11	*Duško Bobera* PROJEKTOVANJE POKRETNOG MOSTA “PORT MILENA“	107
12	*Petar Spasić, Igor Stefanović* GLAVNI PROJEKAT ARMIRANO BETONSKIH MOSTOVA NA KM. 94+772,00 AUTOPUTA E-80 NIŠ - DIMITROVGRAD	113
13	*Nada Jovović, Aleksandra Janjanin, Slobodan Matović* MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA KM. 99+631,31 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD	119
14	*Žarko Vulović, Marija Milovanović* MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA KM. 96+485 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD	125
15	*Đorđe Ilić, Aleksandra Janjanin, Slobodan Matović* MOSTOVI PREKO ŽELEZNIČKE PRUGE NA KM. 922+796 AUTOPUTA E-75 NIŠ-GRANICA BJRM	131
16	*Dragan Majkic* SAS BAY MOST, SAN FRANCISCO, UREĐAJI ZA MONTAŽU MOSTA	137
17	*Dragan Majkic* MONTAZA SLIMS MOSTA, YUKON, KANADA	145
18	*Željko Ličina, Zoran Luković, Dragomir Lukić* PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE TAMIŠ U SEČNJU NA MAGISTRALNOM PUTU M-7.1 SEČANJ-VRŠAC	151
19	*Kosta Antovski, Sašo Bardakoski, Goce Dimeski i Kosta Kočkov* IZGRADNJA ČELIČNOG MOSTA PREKO REKE SAVE KOD SREMSKE RAČE	157
20	*Srđa Aleksić, Milivoje Rogač* IDEJNO RJEŠENJE DRUMSKOG MOSTA NA UKRŠTANJU SA PRUGOM SURT - BENGHAZI U LIBIJI	163

21	*Emir Maslak, Enis Sadović* PREDLOZI ZA REKONSTRUKCIJU MOSTA PREKO REKE IBAR NA PUTU RUDARE-ZVEČAN	169
22	*Goran Tadić* PROJEKTI REHABILITACIJE MOSTOVA PREKO LIMA U PRIBOJU, PREKO ZAPADNE MORAVE I U STALAĆU	175
23	*Boro Zdjelar* POKRIVENI USEK - PRIMENA KOD IZGRADNJE TUNELA ,,KLAŠNICE“ NA AUTOPUTU E-661 GRADIŠKA - B. LUKA	181
24	*Srđa Aleksić, Duško Lučić, Biljana Šćepanović, Milivoje Rogač* GRANIČNA NOSIVOST TANKOZIDNIH I NOSAČA EXPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE	187
25	*Slobodan Ranković, Radomir Folić* EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE EFEKTA OJAČANJA AB GREDA PRIMENOM DODATNE GFRP ARMATURE	193
26	*Nenad Marković, Biljana Deretić-Stojanović, Svetlana Kostić* ANALIZA I POREĐENJE NACIONALNIH ANEKSA POJEDINIH ZEMALJA ZA EVROKOD 4 EN 1994-1-1	199
27	*Aleksandar Ristovski, Marina Mijalković* EFEKTIVNA DUŽINA IZDVOJENIH ARMIRANO BETONSKIH STUBOVA PREMA STANDARDU EC 2	205
28	*Zoran Brujić* OPTIMALNO DIMENZIONISANJE JEDNOOSNO SAVIJANIH PRAVOUGAONIH AB PRESEKA PREMA EVROKODU 2	211
29	*Branislav B.Pavićević, Irfan Tahirović* UPOREDNA ANALIZA NOSIVOSTI TRNOVA PO JUS-U I EVROKODU 5 (EC 5)	217
30	*Branislav B. Pavićević, Veljko B. Vasiljević* EN 1995 - OSNOVE PRORAČUNA DRVENIH KONSTRUKCIJA	223
31	*Srđan Ranđelović, Milan Spremić, Marko Pavlović, Zlatko Marković* NOSIVOSTI POLUKRUTIH VEZA U SPREGNUTIM KONSTRUKCIJAMA OD ČELIKA I BETONA	231

32	*Dragica Jevtić, Dimitrije Zakić, Aleksandar Savić* PRAKTIČNI PROBLEMI KOD PRIMENE KARBONSKIH TRAKA	237
33	*Radomir Folić, Damir Zenunović* TEKSTILOM ARMIRANI BETON - MATERIJALI, PONAŠANJE I OSNOVE PROJEKTOVANJA	243
34	*Damir Zenunović, Radomir Folić* TEKSTILOM ARMIRANI BETON - PRIMERI PRIMENE U KONSTRUKCIJAMA	253
35	*Gordana Topličić-Ćurćić, Zoran Grdić, Nenad Ristić, Iva Despotović* UTICAJ RAZLIČITIH VRSTA KUPNOG AGREGATA NA OTPORNOST BETONA NA HABANJE BRUŠENJEM	263
36	*Vladimir Gocevski* EFFECTS OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE ON LONG TERM PRESTRESSING LOSSES	269
37	*Slavoljub Tošić, Hranislav Kočović, Vladeta Matović, Nenad Todić, Radovan Tošković* PROJEKAT MONTAŽE ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE NAD LOKALITETOM LEPENSKI VIR	275
38	*Hranislav Kočović, Nenad Todić, Radislav Balšić, Vladeta Matović, Radovan Tošković* RADIONIČKA IZRADA I MONTAŽA ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE NAD LOKALITETOM LEPENSKI VIR	281
39	*Radovan Tošković, Nikola Muravljov, Vladeta Matović* GLAVNI PROJEKAT ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANCEVILLE-U	287
40	*Hranislav Kočović, Nenad Todić, Miloš Karaklić, Vladeta Matović, Radovan Tošković, Radomir Milićević* RADIONIČKA DOKUMENTACIJA I IZRADA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANSVILU	293
41	*Ivan Ignjatović, Selimir Lelović, Dejan Bajić* PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE HOTELA CENTAR U NOVOM SADU	299

42	*Đorđe Martinović* QATAR PETROLEUM / TD OPERATIVNI I KONTROLNI CENTAR ZA NAFTU I GAS U QATARU/DOHI	305
43	*Милош Лазовић, Биљана Цанић* МЕТОД "TOP DOWN" ГРАДЊЕ, НЕКИ ИНОВАТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ	311
44	*Boris Gligić, Jelena Vračević, Nenad Fric* TEHNO-EKONOMSKA ANALIZA LAKIH ČELIČNIH REŠETKASTIH KROVNIH NOSAČA VELIKOG RASPONA	317
45	*Vladan Kuzmanović, Ljubodrag Savić i Bojan Milovanović* PREGRADA JELEZOVAC - STEPENASTI PRELIV SA ODBOJNOM GREDOM	323
46	*Žikica Tekić, Saša Đorđević, Nebojša Adžić* KROVNA DRVENA KONSTRUKCIJA VINARIJE U PODOSTROGU U CRNOJ GORI	329
47	*Ratko Večerinović, Ivan Tlačinac, Slavoljub Tošić, Hranislav Kočović* MONTAŽA ŽIČARA NA KOPAONIKU I ZLATIBORU	335
48	*Vicko Letica, Borko Tucović* KONCEPCIJA, PRORAČUN I IZVOĐENJE VODOZAHVATA NA IZVORIŠTU “BOLJE SESTRE”, R.V. CRNA GORA	341
49	*Vicko Letica, Vladislav Skoko, Mirjana Milojković* PRIKAZ TEHNIČKOG REŠENJA I PRORAČUNA HIDROELEKTRANE TAQ-TAQ U IRAKU	347
50	*Vicko Letica* DOPUNSKI OSLONCI ZA NOVI GENERATOR NA HE BAJINA BAŠTA	353
51	*Zoran Popović, Mihailo Jokanović* UTVRĐIVANJE STANJA SIDARA U AB KONSTRUKCIJI HE „PIVA“ KAO OSNOV ZA PROCENU RIZIKA OTKAZA	359
52	*Branko Šavija, Mira Petronijević, Marija Nefovska-Danilović* MODALNA ANALIZA RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA PRIMENOM METODE SPEKTRALNIH ELEMENATA	365

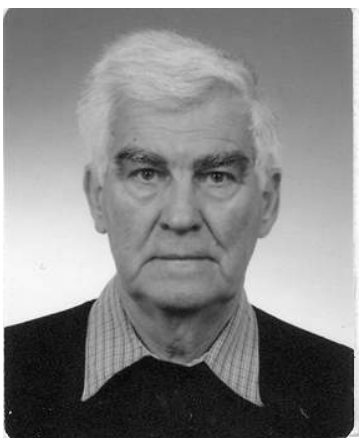
53	*Enis Sadović, Edin Zećirović* UTICAJ KOROZIJE ČELIKA NA ODREĐIVANJE DILATACIJA PREDNAPREGNUTOG NOSAČA	373
54	*Zoran Petrasković, Vladimir Gocevski* ZIDANE KONSTRUKCIJE I POSEBNI UREĐAJI ZA POVEĆANJE OTPORNOSTI ISTIH U SEIZMIČKIM USLOVIMA	379
55	*Z. Petrašković, D. Šumarac* NISKOCIKLIČNI ZAMOR ELEMENATA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKCIJA	385
56	*Z. Petrašković* KATASTROFALNI ZEMLJOTRES ČILE-2010	391
57	*Predrag Petronijević, Nenad Ivanišević, Dragan Arizanović* PRIMENA RAČUNARSKOG PROGRAMA CESAD PRI IZBORU GRAĐEVINSKIH MAŠINA	397
58	*Martin Bogner, Martina Balać* PROCENA USLUGA U IZGRADNJI	403
59	*Biserka Dimiskovska* MEDICINSKI OTPAD U KRATOVU	409
60	*Slobodan Grković, Danijel Kukaras, Milan Romanić, Aleksandar Landović* DIJAGNOSTIKA STANJA JEDNOG BETONSKOG MOSTA	415
61	*Slavica Vučetić-Abinun, Petar Spasić* GLAVNI PROJEKTI SANACIJE MOSTOVA NA PUTU M–8, DEONICA: ALJINOVIĆI - SJENICA - NOVI PAZAR	421
62	*Dušan Isakov, Žarko Vulović* SANACIJA POSTOJEĆIH MOSTOVA SA OSVRTOM NA REŠAVANJE PROBLEMA DILATACIJA	427
63	*Ljubomir Vlajić, Aleksandar Landović* ANALIZA MOGUĆNOSTI OJAČAVANJA ARMIRANO-BETONSKIH STUBOVA SPREZANJEM SA ČELIČNIM CEVIMA	433
64	*Miroslav Bešević, Milan Gajić, Boško Avdulaj* SANACIJA I REKONSTRUKCIJA NOSEĆE KONSTRUKCIJE ZA UGRADNJU NOVOG EKSTRAKORA	439

65	*Miroslav Bešević, Ljubomir Vlajić* SANACIJA, ADAPTACIJA I DOGRADNJA OBJEKTA U NEMANJINOJ ULICI BR. 9 U BEOGRADU	445
66	*Dragica Jevtić, Dimitrije Zakić, Aleksandar Savić* PRIMERI PRIMENE KARBONSKIH TRAKA ZA SANACIJU I OJAČANJE KONSTRUKCIJA	453
67	*Boško Stevanović, Ivan Glišović* MOGUĆNOSTI PRIMENE KARBONSKIH TRAKA ZA OJAČANJE I SANACIJU DRVENIH KONSTRUKCIJA	461
68	*Miloš Lazović, Biljana Canić* IZGRADNJA OBJEKTA VIŠEETAŽNE PODZEMNO NADZEMNE GARAŽE U BEOGRADU METODOM "TOP DOWN"	467
69	*Marko Radišić, Marija Nefovska Danilović, Mira Petronijević* DINAMIČKA KRUTOST PRAVOUGAONOG TEMELJA	473
70	*Vera Vujović* OPTIMIZACIJA TRAJNOSTI KONSTRUKCIJA	479
71	*Ismar Imamović, Esad Mešić* NELINEARNO MODELIRANJE VEZA SA ČEONOM PLOČOM	485
72	*Marina Rakočević, Tomislav Žižić, Vanja Burić, Ivan Mrdak* TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA KONSTRUKCIJE PODZEMNOG DIJELA KOMPLEKSA ATLAS CAPITAL CENTER	491
73	*Marina Rakočević, Tomislav Žižić, Vanja Burić, Ivan Mrdak* TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA KONSTRUKCIJE NADZEMNOG DIJELA KOMPLEKSA ACC	497
74	*Marijana Lazarevska, Zlatko Zafirovski, Slobodan Ognjenović* OPTIMALNI IZBOR GRAĐEVINSKIH MAŠINA ZA GRADNJU BRANA	503
75	*Zlatko Zafirovski, Slobodan Ognjenovic, Marijana Lazarevska* NUMERIČKI MODELI ZA ANALIZU PONAŠANJA KOLOSEKA POD OPTEREĆENJEM VOZILA	509
76	*Meri Cvetkovska, Todorka Samardzioska, Cvetanka Filipova* INFLUENCE OF BUILDING ENVELOPE ON ENERGY EFFICIENCY	515

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA ŽIVOTNO DELO
U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU
U 2010. GODINI

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU DANILU DRAGOJEVIĆU, DIPL.INŽ.

Danilo Dragojević, diplomirani inženjer građevinarstva, je nesumnjivo jedan od naših najistaknutijih konstruktera u oblasti čeličnih konstrkcija, pre svega čeličnih mostova, visokih antenskih stubova, hala i drugih objekata. Projektovao je i učestvovao na izvodjenju izuzetnih mostovskih konstrukcija, velikih raspona, na sanacijama oštećenih mostova, kao i u nadzoru nad velikim brojem objekata. Pokazao je svoju vrednost na samostalno izradjenim značajnim projektima mostova, primenjujući svoje znanje i iskustvo. Ime Danila Dragojevića ostaje upamćeno u širokoj gradjevinskoj struci i zasluženo mu se dodeljuje priznanje - povelja za životno delo u gradjevinskom konstrukterstvu.



Danilo Dragojević je rodjen 29.10.1933. godine u Beogradu. Osnovnu školu i gimnaziju završio je u Beogradu 1952. godine, kada se upisao na Gradjevinski fakultet Tehničke Velike Škole. Diplomirao je 1959. godine na konstruktivnom odseku. Nakon diplomiranja opredelio se za profesionalno bavljenje strukom, pre svega privučen gradjevinskim konstrukterstvom u oblasti čeličnih konstrukcija. Ispunjenje ove želje uticalo je da se prvo zaposli u mostovskoj radionici Industrije "GOŠA" u Smederevskoj Palanci 1959. godine. Aktivnim učešćem u realizaciji projekta železničkih mostova za Indiju i Burmu, kao i drugog polja Pančevačkog mosta, upotpunio je svoja znanaj u oblasi zavarivanja, tehnologije izrade konstrukcija i kontrole izvršenja radova. 1961. godine prelazi u Beograd i zapošljava se u Direkciji za izgradnju mostova, sada "MOSTPROJEKT", gde je aktivni učesnik do današnjeg dana u svojstvu od inženjera pripravnika do savetnika. Stručni ispit položio je 1962. godine pred Komisijom Ministarstva za industriju.

U svojoj stručnoj profesionalnoj karijeri Danilo Dragojević je radio kao odgovorni projektant za izradu novih objekata, sanaciji izvedenih objekata, odgovorni nadzorni organ na izgradnji novih objekata, sanacijama i rekonstrukcijama izvedenih objekata i kao vršilac tehničke kontrole tehničke dokumentacije za značajnije objekte navedenehronološkim redom prema svojim specifičnostima:

A. Projektovanje

- 1962.-1964.godine	kao projektant-saradnik na razradi radioničke dokumentacije mosta „Gazela“
-1964.godine	Odgovorni projektant bunkerskog trakta i zgrade pržionice u Obilićevu-Trepča
-1964.-1965.godine	Odgovorni projektant armirano betonskih mostova preko reke Vrle u Surdulici i Vladičinom Hanu, preko reke Skrapež kod Kosjerića
-1964.godine	odgovorni projektant čeličnog antenskog stuba sistema „Jarbol“ N=200m u Subotici
-1968.godine	Odgovorni projektant „pasaža“ u sklopu čvora Autokomanda, pešačkog platoa u sklopu Mostarske petlje, dva pešačka prelaza preko auto puta kod Gučevske i Gornjačke ulice
-1971.-1974.godine	Odgovorni projektant nizvodnog mosta preko reke Save u produžetku Brankove ulice 81.5+261.0+81.5
-1971.-1976.godine	Odgovorni projektant dogradnje antenskih stubova sistema „Jarbol“ N=100m, na Jastrebcu, Čotu, Tupižnici, Kopaoniku, Ovčaru, Bjelasici i Lovćenu.
-1981.godine	Odgovorni projektant hale 40h40 u Simićevu za pogon „Goša“ iz Smederevske Palanke
-1986-1990.godine	Odgovorni projektant rekonstrukcije čeličnih mostova L=60m preko Zapadne Morave, Južne Morave
-1989.-1991.godine	Odgovorni projektant mosta preko reke Save u Ostružnici na obilaznici auto puta E-75 oko Beograda l=99+198+99+2h88m*
-1980.-1988.godine	Odgovorni projektant više antenskih radio stubova sistema „Jarbol“ visine N=180m , u Podgorici N=136m, Priština N=100m, Nikšić, Niš i Zvečka
-1984.godine	Rekonstrukcija mosta preko reke Save u Beogradu-luk sa zategom za prevođenje tramvaja preko reke Save
-1996.godine	Odgovorni projektant višenamenskog mosta preko reke Save kod TENT-a za prelaz regionalnog puta i toplodalekovoda Obrenovac-Beograd
-2000.godine	Generalni projekat Metro mosta preko reke Save u Beogradu
-2008. i 2009.godine	Generalne projekte preko reke Dunav za prelaz SMP i UNP-Zemun-Borča i Ada Huja.

B.Sanacije

-1982.-1986.godine	Sanacija dimnjaka N=280m za TENT-B, sanacija nosača kotla u TENT-B II, sanacija bunkerskog trakta u TENT-B I, sanacija krovne konstrukcije i kranskih staza usled havarije Bloka VI u TENT-A
-1999.-2001.godine	Sanacija oštećenih mostova tokom bonbardovanja-most preko Zapadne Morave kod Kruševca, preko reke Dunava u Smederevu
-2005.godine	Sanacija mosta u Dominikanskoj republici-tehnologija i realizacija zamene kablova lančanice
-2005.godine	Sanacija bunkerskog trakta u TENT-A

C. Nadzor na izvođenju objekata

- 1962.-1964.godine	Nadzorni organ na izgradnji Pančevačkog mosta
-1968.-1970.godine	Odgovorni nadzorni organ na izradnji mosta preko reke Save „Gazela“
-1974.-1978.godine	Odgovorni nadzorni organ na izgradnji nizvodne konstrukcije mosta preko reke Save u produžetku Brankove ulice
-1974.-1981.godine	Odgovorni nadzorni organ na izgradnji čelične konstrukcije železničkog mosta preko reke Save u Beogradu
-1986.godine	Odgovorni nadzorni organ na izgradnji hangara u Libiji
-1991.-1998.godine	odgovorni nadzorni organ na izgradnji mosta preko reke Save kod Ostružnice za prelaz obilaznice auto puta E-75 oko Beograda
-1999.-2001.godine	Koordinator rukovođenja radova mostova u obnovi: -most preko Zapadne Morave-Jasika -most preko Dunava u Smederevu -most preko Dunava u Novom Sadu „Duga“ i dvonamenski most „MD“ na mesto porušenog Žeželjevog mosta
-2003.-2004.godine	Koordinator rukovođenja obnove mosta preko reke Save na obilaznici E-75 oko Beograda

D. Posebne stručne aktivnosti

-1995.-2003.godine	Držao je nastavu iz predmeta čelični mostovi na katedri za materijale i konsturkcije Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu
-1980.-1990.godine	Savezni zavod za standardizaciju kao obrađivač predloga novih standarda i kao član komisije za usvajanje pravilnika i standarda iz oblasti opterećenja i materijala
-1974.-2008.godine	Aktivno učešće sa prikazima radova na kongresima konstruktera

E. Priznanja

-1972.godine	Oreden rada sa srebnim vencem za angažovanje na izgradnji mosta „Gazela“
-1998. i 2008.godine	Priznanje Društva konstruktera za najuspešnije konstruktivno ostvarenje
-2008.-2010.godine	Član komisije za mostove u koridoru X Ministarstva za infrastrukturu

Učešće inž. Dragojevića u praktično svim većim projektima čeličnih konstrukcija, bilo u smislu odgovornog projektanta, nadzora ili vršioca teničke kontrole, njegovo bogato iskustvo u izvođenju radova na čeličnim konstrukcijama, projektovanje mosta preko Save u Brankovoj ulici, mosta preko reke Save u Ostružnici na obilaznici auto puta E-75 oko Beograda, kao i ostalih objekata, dovoljan je dokaz da zaslužuje najveće priznanje u oblasti građevinskog konstrukterstva -povelju za životno delo.

PRIZNANJE ZA ŽIVOTNO DELO U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU VUKANU NJAGULJU, DIPL.INŽ.

Vukan Njagulj, diplomirani inženjer gradjevinarstva, je nesumnjivo jedan od naših najistaknutijih konstruktera pre svega u oblasti betonskih mostova. Započinjući svoj rad kao mlad inženjer na značajnim objektima velikih raspona, ostao je u struci do današnjeg dana i projektovao je i učestvovao na izvodjenju izuzetnih mostovskih konstrukcija. Radeći u periodu velikog građevinskog zamaha pokazao je svoju vrednost kako na samostalno izradjenim projektima tako i na projektima usavršavanja tehnologije izvodjenja. Ime Vukana Njagulja ostaje upamćeno ne samo u "Mostogradnji", u kojoj je proveo ceo radni vek, već i u širokoj gradjevinskoj struci.



Vukan Njagulj je rodjen 1940. godine u Pančevu, a na Gradjevinskom fakultetu u Beogradu je diplomirao početkom 1964. godine. Tokom studija bio je najbolji student generacije, a 1963. godine je dobio i nagradu Univerziteta u Beogradu kao najbolji student Građevinskog fakulteta. Diplomirao je marta 1964. godine kod profesora Milana Djurića i profesora Hristivoja Erića. Po odsluženju vojnog roka početkom 1965. godine zaposlio se u G.P. "Mostogradnja" gde je i danas u redovnom radnom odnosu.

G.P. Mostogradnja je od osnivanja imala u svom sastavu Projektni biro koji se prevashodno bavio projektovanjem tehnoloških konstrukcija za potrebe Preduzeća, sanacija u ratu oštećenih mostova i samo povremeno novih građevinskih objekata. Dolaskom inženjera Ilije Stojadinovića i Dimitrija Ćertića, 1963. godine, počinje formiranje dela Projektnog biroa koji se bavi projektovanjem investicionih objekata ali i tehnoloških postupaka koji su u to vreme predstavljali sam vrh svetskog građevinarstva u oblasti izgradnje mostova. Ti postupci su

razvijani u samom preduzeću, u saradnji sa nizom iskusnih izvodjača radova koji su imali iza sebe niz izvedenih izuzetno komplikovanih objekata kao što su železnički most kod Ostružnice, Brankov most, most preko Tise kod Titela, Pančevački most i iznad svega „Žeželjov most preko Dunava u Novom Sadu.

Vukan Njagulj je, uz druge mlade inženjere, imao privilegiju da od samog početka rada bude uključen kako u projektovanje tako i u izgradnju tih objekata. Već u prvim godinama staža radio je sa inž. Vujičićem projekat stubova i temelja kabl-krana za potrebe izgradnje brane Djerdap, sa inž. Ćertićem proračun nadvišenja mosta preko reke Neretve kod Rogotina i projekat mosta preko Pive kod Šćepan polja koji su građeni konzolnim postupkom i sa inž. Stojadinovićem projekat mosta Kopno – ostrvo Pag, lučnog mosta raspona 192,0m. Na izgradnji tih objekata je bio i po više meseci direktno uključen u radove.

U sledećem periodu, pored niza projekata u to vreme manjih objekata, radi sa inž. Ćertićem u timu u koji je bio uključen i "Mostprojekt" na projektu niza mostova u trianglu na ušću reke Une u Savu kod Jasenovca i projektu donjeg stroja i inundacionih konstrukcija mosta preko Dunava kod Kovina i sa inž. Stojadinovićem na projektu donjeg stroja drumskog mosta preko jezera Mratinje, sa stubovima visine oko 100,0m i projektu donjeg stroja mosta preko Save kod Šapca.

„Mostogradnja je 1974. godine dobila posao na izgradnji tri mosta u Iraku od kojih su dva bila ponudjena sa kontraprojektima koji su u to vreme, kao primarni interes Investitora, znači države, i kod nas bili dozvoljeni na svim tenderima za javne radove. Projekte za ta dva mosta, preko velikih kanala Hila i Garaf, Vukan Njagulj je radio već praktično samostalno. Godinu dana kasnije „Mostogradnja je na isti način dobila na licitaciji i izgradnju mosta preko reke Tigar kod Namanije u Iraku dužine preko 600m, kod kojeg se jedan raspon mosta otvara rotacijom naviše za prolaz brodova sa visokim teretom. Aktivno je učestvovao i u rešavanju tehnoloških i tehničkih problema tokom izgradnje tih mostova.

Krajem 1975. godine „Mostogradnja je na medjunarodnoj licitaciji po autorskom rešenju inž. Ilije Stojadinovića dobila posao na izradi projekta i izgradnji mosta Kopno – ostrvo Sveti Marko – ostrvo Krk. Deo mosta od Kopna do ostrva Sveti Marko, sa lukom čistog raspona 390,0m i danas je najveći pravi betonski luk na svetu – betonski luk većeg raspona u Kini je izgrađen uz pomoć moćne čelične skele koja je ugrađena u konstrukciju kao statički funkcionalni deo konstrukcije. Pri izradi projekta i kasnije tokom radova na mostu inž. Njagulj je bio prvi saradnik inž. Stojadinovića. Rad na izradi ovog projekta je bio izuzetno kompleksan kako zbog izuzetno velikih uticaja u konstrukciji koji su zbog toga morali da budu tretirani konstruktivno krajnje korektno, tako i zbog toga što su svi tehnološki detalji, zbog veoma zahtevne tehnologije, morali biti obradjeni na odgovarajućem nivou. Projekat je u celini uradjen u Projektnom birou Mostogradnje. Izrada projekta je, praktično paralelno sa pripremnim radovima, počela u novembru 1975. godine a most je pušten u saobraćaj jula 1980. godine.

1978. godine Vukan Njagulj je bio rukovodilac dela projektantskog tima koji je u veoma kratkom roku izradio gradjevinski deo projekta novog stadiona u Kosovskoj Mitrovici. Konsultant je bio profesor Ivković. Na toj vrsti radova Vukan Njagulj je radio i kasnije - 1986. godine, kada je bio konsultant Energoprojekta za izradu programa za ispitivanje veoma nesimetričnih predhodno napregnutih tribinskih nosača za dva nivoa sedišta raspona 33,0m za stadion u Kuala Lumpuru i tribine fudbalskog stadiona u Nikšiću 1996. godine.

U to vreme je sa inž. Želalićem radio na projektu „Ložioničkog mosta u Užicu, uradio projekte 4 mosta u trupu autoputa E 75 i projekat donjeg stroja visećeg pešačkog mosta preko Drave u Osijeku sa originalnim tehničkim rešenjima prijema relativno velikih horizontalnih sila.

Početkom 1979. godine „Mostogradnja je na medjunarodnoj licitaciji dobila posao na izradi izvodjačkih projekata i izgradnji preko 40 objekata na prvoj deonici autoputa No. 1 u Iraku u zoni Bagdada, od Abu Greba do Hile, dužine 104 km. Vukan Njagulj je tokom dve godine bio na radu na izgradnji tih objekata u funkciji Direktora tehničkog sektora sa zadatkom da obezbedi preduslove za otvaranje pojedinih pozicija radova, odobrenje izvodjačkih projekata i posebno da svede često tehnički neopravdane zahteve Nadzornog inženjera na odgovarajući nivo.

Tokom četiri godine, od 1983. do 1987., inž. Njagulj je na radnom mestu Glavnog inženjera za projektovanje u gradjevinskoj operativi preduzeća. Tokom tih godina inž. Njagulj radi u timu na rešavanju tehničkih i tehnoloških problema na izgradnji objekata, ali je angažovan i kao projektant. Uradio je projekte nekoliko mostova preko kanala DTD, projekat donjeg stroja železničkog mosta preko Južne Morave kod Supovca, projekat tehnološkog postupka i odgovarajuće projekte za fundiranje i izvodjenje radova vodozahvata i crpne stanice u Makišu i posebno projekte rešetkastih oporaca lučne konstrukcije mosta i inundacionih konstrukcija mosta preko jezera Gazivode.

Od početka 1988. godine do danas je na radnom mestu direktora Sektora za projektovanje „Mostogradnje. Za proteklih 22 godine, osim što organizaciono rukovodi radom ovog Sektora, učestvuje u gotovo svim projektima objekata izradjenih u Sektoru, pre svega u njegovoj užoj specijalnosti, betonskih mostova i fundiranja ali i čeličnih konstrukcija i posebno tehnoloških projekata za potrebe gradjevinske operative. Takodje, u skladu sa organizacionom strukturom preduzeća, kao deo tima, uključen je u većinu tehničkih i tehnoloških, projektantskih i izvodjačkih poslova u preduzeću.

I pored tog zahtevnog angažovanja inž. Njagulj nije zapostavio svoju osnovnu delatnost, projektovanje, tako da je kao odgovorni projektant, uradio projekte većeg broja novih objekata i često veoma komplikovanih sanacija mostova. Medju tim projektima poseban značaj, svaki na svoj način, imaju projekti drumskog mosta preko reke Lim u Priboju, gornji stroj mosta preko jezera Kozjak u Makedoniji, mosta preko reke Vardar u Skoplju, mostova preko reke Nišave Mediana i u Bulevaru Vojvode Mišića u Nišu, mosta preko reke Vrbas kod Banja Luke, dva blizna mosta preko reke Zapadne Morave u Čačku, gornji stroj tri velika vijadukta na Koridoru 8 kod Krive Palanke u Makedoniji i most preko kanala Arkanj kod Beške. Među projektima sanacije posebno su bili komplikovani zahvati na mostu preko Begeja u Zrenjaninu i mostu preko kanala DTD kod Stapara ali i čitav niz projekata sanacije mostova u Vojvodini građenih početkom 60 – tih godina, inženjerskih statičkih sistema kakvi su u to vreme projektovani. Tehnički je interesantno rešenje obimne rekonstrukcije mosta u Njižnjem Vartovsku, u Rusiji, i posebno ojačanje„mosta Mladosti preko Nišave u Nišu. Na tom mostu su, prvi put u svetu, primenjene prednapregnute karbonske lamele na većoj konstrukciji. Pre toga su praktično postojala samo laboratoriska ispitivanja postupka na kratkim trakama malog poprečnog preseka. Timskim radom u Mostogradnji, u veoma kratkom periodu vremena, izradjena su, testirana i uspešno izvedena na gradilištu potpuno originalna i finansiski prihvatljiva tehnička rešenja ugradnje, ankerovanja i prednaprezanja karbonskih traka dužine i preko 30m.

Vukan Njagulj je za vreme Obnove, posle bombardovanja 1999. godine, bio član Komisije za mostove Direkcije za obnovu ali je u isto vreme radio u Mostogradnji na projektima sanacija oštećenih i projektima novih mostova pri čemu je dao izuzetan doprinos originalnim projektnim, konstruktivnim i tehnološkim rešenjima. Po njegovim projektima je saniran teško oštećen nizvodni most na autoputu E – 75 preko Velike Morave kod Mijatovca i izgradjen novi most na mestu srušenog uzvodnog mosta. Gornji stroj novog mosta dužine 250m, posle završetka radova na sanaciji i adaptaciji stubova, izgradjen je u polumontažnom sistemu za svega 35 dana. Tehničkim rešenjima nekih detalja, koji su omogućili funkcionisanje sistema konstrukcije kao mehanizma, učestvovao je u timskom radu na projektu mosta na baržama preko Dunava u Novom Sadu. Po njegovom originalnom konstruktivnom i tehnološkom rešenju za samo 75 dana izgradjena su 4 rečna stuba železničko-drumskog MD mosta preko Dunava u Novom Sadu. On je i projektant donjeg stroja mosta preko Dunava„Varadinska duga u istom gradu. Za svoj rad u Komisiji za mostove decembra 1999. godine dobio je Povelju Direkcije za obnovu.

Kao konsultant ili autor Idejnjih rešenja učestvovao je u izradi projekata fundiranja nekoliko većih mostova na Dunavu i Savi. On je i odgovorni projektant fundiranja i stubova za novi železničko – drumski „Žeželjov most preko Dunava u Novom Sadu. Takodje je, kao konsultant, učestvovao u izradi projekata sanacije nekoliko značajnih objekata.

Bio je i član Državne komisije SFRJ za izradu Pravilnika za opterećenje drumskih mostova i Državne komisije SFRJ za izradu Pravilnika za prednapregnuti beton, koja zbog poznatih okolnosti, nije završila rad. Od 2002. godine je član Komisije za polaganje stručnih ispita SGIT Srbije. Takođe je bio i jedan od nosilaca„Nulte licence Inženjerske komore Srbije.

Dobitnik je dva Priznanja JDGK za najbolje ostvarenje u gradjevinskom konstrukterstvu na 11. Kongresu 2002. godine za doprinos u projektovanju i izgradnji mosta na baržama u Novom Sadu i izgradnji uzvodnog mosta preko reke Velike Morave kod Mijatovca. Na istom Kongresu izabran je i za zaslužnog člana JDGK. Na medjunarodnom simpozijumu DGKM 2003. godine, u okviru projektantskog tima, dobio je i Priznanje DGKM za Glavni projekat mosta preko akumulacije Kozjak kod sela Zdunje.

Svi koji su pratili aktivnosti Vukana Njagulja složiće se da je on dao više nego evidentne doprinose u oblasti projektovanja i gradjenja betonskih mostova. Sa pravom se može reći da je svojim radovima i delom pokazao da zaslužuje najveće priznanje koje se kod nas dodeljuje u oblasti gradjevinskog konstrukterstva - povelju za životno delo.

DOBITNICI PRIZNANJA DGKS
ZA NAJBOLJA OSTVARENJA U GRAĐEVINSKOM KONSTRUKTERSTVU U 2008. I 2009. GODINI

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Šerif Dunica[1], Branislav Životić[2], Aleksandar Bojović[3]

NOVI TORANJ NA AVALI. KONSTRUKCIJA TORNJA

Novi Toranj na Avali svečano je otvoren aprila 2010. Projektovan je i izgrađen na lokaciji starog tornja (1964-1999.) i po obliku betonskog dela konstrukcije definisanim arhitekturom 1960. Projekt konstrukcije novog tornja potpuno je novi projekt ne samo zato što stari glavni i izvođački projekt nisu sačuvani već pre svega zbog više od dva puta većeg opterećenja vetrom u odnosu na proračun 1960. U radu se prikazuju bitne okolnosti projektovanja kao i pojedinosti tretmana delovanja vetra kao dominantnog opterećenja, zatim i karakteristike betonskog i čeličnog dela konstrukcije uz poređenja sa starom konstrukcijom.

THE NEW AVALA TOWER. THE TOWER STRUCTURE

The New Avala Tower was officially opened in April 2010th. The new tower was designed and built at the site of the old tower (1964-1999) and according to the concrete structure shape defined by architectural design from 1960. The new tower structure design is completely new design, not only because the old detailed and construction design were not saved, but primarily because the wind load is more than two times larger in comparison to the calculations from 1960th. The paper describes significant designing circumstances and also the details of wind action effects as a dominant load, and the characteristics of concrete and steel structures components with a comparison to the old structure.

1 Prof. dr dipl.ing.građ., redovni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, Beograd.
2 dipl.ing.građ., direktor Zavoda za konstrukcije, Saobraćajni institut CIP, Nemanjina 6, Beograd.
3 dipl.ing.građ., tehnički direktor, Delfin Inženjering, d.o.o., Jastrebovljeva 25, Beograd.

1 UVOD

1.1 OPŠTE O TORNJU

Toranj na Avali je ponovo izgrađen i zvanično otvoren 21. aprila 2010. Time je, uz veliku medijsku pažnju i pompu, ponovo oživljen jedan od simbola Beograda.

Izvedena konstrukcija Tornja u svakom pogledu zaslužuje komplimente i u mnogo čemu – praktično svim aspektima gradnje, daleko nadmašuje aktuelnu konstruktorsko-izvođačku praksu u Srbiji. Dobijena priznanja – od strane profesionalnih instutucija i najšire javnosti, izvođači su u potpunosti zaslužili.

Što se projekta Tornja tiče, (ovde ćemo se ograničiti samo na konstrukciju – kao direktno tretiranu temu, mada isto važi i za sve ostale projekte po strukama), projekat je ostao u potpunoj senci - i opšte, i stručne javnosti. Medijsko izveštavanje je isključivo pominjalo samo projektante prvobitnog tornja 1960. Otuda je sasvim logično verovanje javnosti, čak i stručne, da su projektanti 2005./2009. samo "prepisali" originalni projekt, eventualno dodali neke pojedinosti, i da sve zajedno jedva i da stiže do nivoa rutinskog posla. Jednostavno rečeno: šta su uopšte radili projektanti 2005, kad je toranj uspešno preživeo 35 godina do nasilnog rušenja 1999. i kad je samo trebalo ponoviti projektovano 1960?

U nastavku teksta daće se odgovor na prethodno pitanje i detaljniji prikaz rada konstruktora, dopunjujući već objavljene radove [8] i [9].

1.2 ISTORIJSKI OSVRT

Prvobitni Toranj na Avali projektovan je i izveden u vreme opšte ekspanzije elektronskih medija, pogotovo televizije, kad su konstrukcije-nosači antenskih sistema bile tehnička osnova sistema u celini. Prema prirodi namene, ove konstrukcije su morale da budu visoke i vitke. Dominantno opterećenje je – logično – opterećenje vetrom. Za današnju ocenu tehničko-istorijskog trenutka nastanka projekta Tornja na Avali bitne su stoga dve ključne teme: opterećenje vetrom visokih i vitkih objekata uopšte i njihovo projektovanje i izgradnja.

U pogledu opterećenja vetrom norme u svetu su uzimale u obzir prirodu fenomena delovanja vetra na visoke objekte, međutim, na uprošćen način, preko dijagrama pritisaka vetra – linearnih, paraboličnih ili stepenastih. Primeri su, pre svega u Jugoslaviji 1960. oficijelno važeći Privremeni tehnički propisi PTP-2:1948 (važeći dakle i za projekt [1], nastali na osnovu DIN 1055-4:1938, kasnije 1953), a i nešto naprednija nemačka norma DIN 1056:1956 za slobodno stojeće dimnjake. Uporedo su bila u toku i naučna istraživanja proračunski detaljnijeg definisanja delovanja vetra, u Nemačkoj npr. radovi Rauša (Rausch) primenjeni u Projektu [1], gde je prvi put uveden pojam dinamičkog koeficijenta pri delovanju vetra.

U pogledu izvođenja, u svetu je do 1965. izvedeno više vrlo visokih konstrukcija tornjeva, npr: Tokijo 1958, čelična konstrukcija, H=332,6 m; Kanzas Siti 1956, čelična konstrukcija, H= 317,6 m; Sankt Peterburg 1962, čelična konstrukcija, H=311,2 m; Beč 1955. – betonska konstrukcija, H=255 m; Donersberg (Nemačka) 1962, H=204,8 m; Guangdong (Kina) 1965, H=200 m; Dortmund (Nemačka) 1959, H=219,6 m; Štutgart (Nemačka) 1955, betonska konstrukcija, H=216,8 m (prvi betonski TV-toranj u svetu i uzor za mnoge u svetu; izgrađen za 20 meseci); Berlin 1964, H=212 m; .... .

Zajedničko za pomenute betonske tornjeve i nepomenute – izgrađene kasnije, je kružnocilindrični presek stabla i širenje preseka ka temelju , što je sa konstruktorske tačke

gledišta opravdano, presek sa najmanjim koeficijenom sile u odnosu na druge preseke (kvadratne, pravougaone, trougaone) i logično povećanje preseka prema momentima savijanja.

Oslanjanje tornja na tri noge, (koliko je poznato ovim potpisnicima na osnovu dugih pretraga po Internetu), primenjeno je jedino na tornju na Avali i tornju u Rigi, Litvanija (građen 1979-1986, H=368,5 m), sa srazmerno daleko višim nogama i mnogo niže postavljenim vidikovcem – na 97 m samo).

1.3 PROJEKAT STAROG TORNJA

Projekat starog tornja praktično nije sačuvan. Postoje jedino Statički proračun [1] i delovi Idejnog projekta. Ništa od izvođačke dokumentacije nije sačuvano.

Na samom početku rada na projektu novog tornja septembra 2005, u prvim preliminarnim proračunima uočena je nedovoljna nosivost konstrukcije tornja pri opterećenju vetrom prema aktuelnim normama SRPS U.C7.110:1991 do SRPS U.C7.113:1991. Poređenje opterećenja vetrom prema PTP-2:1948 i SRPS U.C7.113:1991 pokazalo je, međutim, da su razlike izračunatih sila u presecima $N,V,M(W)$ relativno male i da promena normi nikako ne može da bude uzrok problema.

Pregled Statičkog proračuna [1] je razrešio dilemu: opterećenje vetrom tornja nije izračunato korektno 1960! Profil vetra $v(h)$ ili $q_w(h)$ definisan stepenastom krivom u PTP-2:1948, (slika 2), zanemaren je. Umesto toga (slika 1) računato je sa $q_w(h)$=const = 1,00kN/m^2 tj. da promene brzine vetra sa visinom $v(h)$ nema!

[1], str. 64: „*Uticaj opterećenja od vetra*“

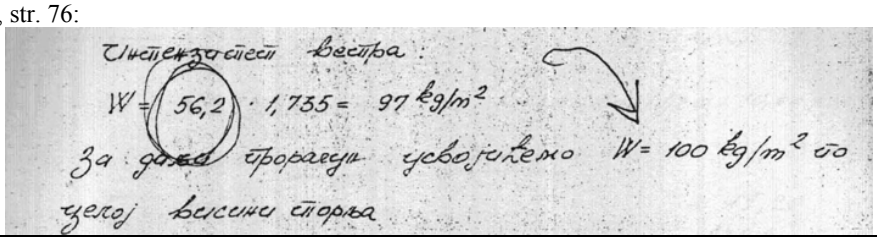
“*Pošto je vetar glavno opterećenje koje napada na toranj, izvršićemo detaljnu analizu ovoga opterećenja. Pri ovome će se naročito voditi računa o dinamičkom dejstvu vetra. Prema podacima Savezne meteorološke uprave najveća brzina vetra u okolini Beograda i na visini od 500 m iznosi 110 km/h ili 30 m/s*.“

[1], str. 65:

„*Statički pritisak vetra pri ovoj brzini je*: $W = v^2/16 = 30^2/16 = 56{,}2$ kg/m^2 .

Dinamički uticaj vetra odredićemo po teoriji Rausch-a (*Maschienenfundamente und andere dynamische Bauaufgaben*, 1959).“

[1], str. 76:



Slika 1: Citati i faksimil iz Statičkog proračuna Tornja na Avali 1960.

Posledica je bila nerealno niska vrednost $q_w(h)$, manja čak i od potrebne prema PTP-2:1948 (slika 2): $q_w(h)$ = 1,00 kN/m^2 < $q_w(h=10)_{PTP-2}$ =0,70x1,50= 1,05 kN/m^2 < $q_w(h=60\text{-}100)_{PTP-2}$ =1,20x1,50= 1,80 kN/m^2 .

Kasnijim pregledom arhivske dokumentacije došlo se do Studije [6] i [7] Građevinskog fakulteta u Beogradu iz 1985. koja je imala smisaono isti zaključak – da opterećenje vetrom iz [1] nije korektno.

Studija [6] i [7] kasnije je, međutim, potpuno zaboravljena i kao takva (arhivirana i zaboravljena) nije ni uzeta u obzir prilikom izrade Projektnog zadatka [2].



Prema privremenim podacima Savezne hidrometeorološke službe

Oznake:

I .... zona umereno-jakih vetrova
II ... zona jake košave i vardarca
III ... zona jake bure.

Osnovno dejstvo vetra (W) određuje se u zavisnosti od geografske zone, visine objekta i stepena zasićenosti prema tablici 11-XLIX.

Tabl. 11-XLIX

Redni broj	Visina objekta iznad terena	Stepen zaštićenosti objekta	Dejstvo vetra u kg/m² za geografske zone		
			I	II	III
1	do 10 m	Zaštićen	30	40	55
2		Poluzaštićen	40	55	80
3		Izložen	45	70	110
4	preko 10—30 m	Poluzaštićen	50	75	110
5		Izložen	60	90	130
6	preko 30—60 m	Izložen	70	105	150
7	preko 60—100 m	Izložen	80	120	170

Pored proračunavanja na dejstvo osnovnog vetra mora se svaka građevina, kao celina, statički kontrolisati na stabilitet, uzimajući u obzir pored osnovnog, još i dopunsko dejstvo od vetra koje se povremeno javlja u vidu oštrih udara. Zajedničko osnovno i dopunsko dejstvo vetra treba uzeti u ukupnoj jačini od $1{,}0\,W + 0{,}5\,W = 1{,}5\,W$. Pri ovom proračunavanju treba imati u vidu odredbe iz tačke „Minimalno horizontalno opterećenje".

Prilikom kontrole stabiliteta prema prednjem zahtevu, treba prekontrolisati i napone koji, u tom slučaju, ne smeju preći 50% od dozvoljenih osnovnih napona materijala (prema tehničkim propisima za odgovarajući materijal).

Slika 2: Faksimili iz PTP-2:1948 o opterećenju vetrom.
(Toranj na Avali nalazi se u geografskoj zoni II i u grupi izloženih objekata.)

***Iz prethodnog sledi da o preuzimanju Projekta 1960, čak i da je sačuvan u celini, nije moglo biti ni govora jer bi to vodilo izgradnji tornja sa samo oko 50% potrebne nosivosti*!**

Sa druge strane gledano, da je u [1] opterećenje vetrom izračunato korektno momenti savijanja bi bili bitno veći, odatle bi bili potrebni veći preseci betonskog dela tornja, pa bi verovatna posledica bila i promena arhitekture tornja.

Promena arhitekture je bila moguća 1960, 2005, međutim, ne. Projektanti konstrukcije 2005. jednostavno su morali da realizuju dati skulptorski oblik betonskog dela tornja po svaku cenu, bez i najmanje izmene uprkos radikalno promenjenim okolnostima u pogledu dominantnog opterećenja!

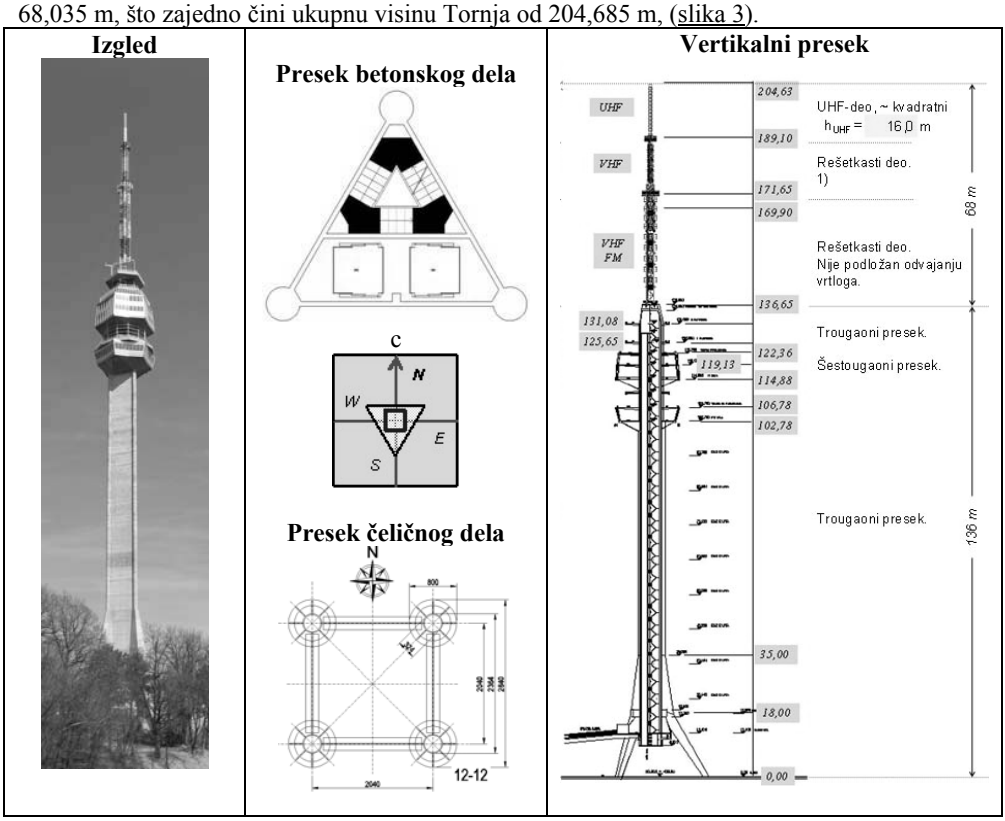
2 PROJEKTNI ZADATAK ZA NOVI TORANJ

Projektnim zadatkom [2] i Urbanističko-tehničkim uslovima određeno je da novi Toranj bude turistički objekt, koliko je moguće i telekomunikacioni i da bude istih dimenzija i izgleda kao stari. Telekomunikacionu namenu definisao je Projektni zadatak [3] RTS-a i njegove kasnije izmene 2009.

3 PROJEKAT KONSTRUKCIJE NOVOG TORNJA

3.1 UVOD

Projekt [4] i [5] novog Avalskog tornja poštovao je sve zahteve Projektnih zadataka [2] i [3] pa je konstrukcija podeljena na armiranobetonski deo visine 136,650 m i čelični deo visine 68,035 m, što zajedno čini ukupnu visinu Tornja od 204,685 m, (slika 3).



Slika 1: Novi Toranj na Avali.

Betonski deo konstrukcije je po svim dimenzijama identički jednak dimenzijama zadatim arhitekturom 1960. Čelični deo je potpuno različita konstrukcija u odnosu na prvobitnu, i po presecima, i po visini.

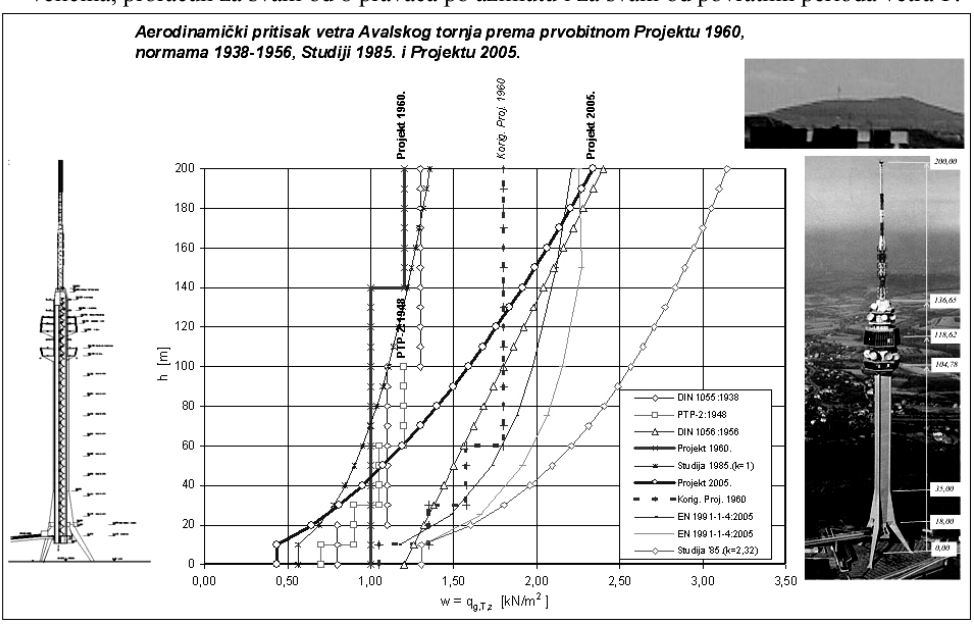
U projektu konstrukcije [4] i [5] dominantne su tri oblasti – prema prirodi konstrukcije: opterećenje vetrom kao dominantno, betonski deo konstrukcije i čelični deo konstrukcije tornja.

3.2 OPTEREĆENJE VETROM

Opterećenje vetrom je dominantno opterećenje tornja, oko dva puta veće od seizmičkog. Zbog svog značaja za ovakvu vrstu konstrukcija inače, a pogotovo obzirom na opisane

(neočekivane) okolnosti iz t. 1.3, analizovano je izuzetno detaljno. Kratak pregled razmatranja i proračuna:

- osnovne brzine vetra prema raznim izvorima; usvojeno $v_{m,50,10}$ = 19 m/s uz t = 1 h;
- orografija (topografija): toranj je na brežuljku čime se brzine i aerodinamički pritisci vetra povećavaju;
- hrapavost terena: šumski teren u podnožju i relativno ravan u široj okolini;
- povratni periodi projektne brzine vetra: T=1 god za upotrebljivost UHF-antena, T=10 god za kombinaciju delovanja vetra i leda, T=50 god za nosivost konstrukcije;
- krutost konstrukcije: odlučujuća je krutost betonskog dela konstrukcije gde masa čelične konstrukcije ima zanemarljiv uticaj na veličinu frekvencija oscilacija; n_1 = 0,21 Hz;
- koeficijenti sile delova konstrukcije: na betonski deo tornja prema britanskoj normi BSI-CP3-V-2:1972 kao C_f = 1,65/1,15 (na stranu/ugao trougla preseka, gde je u [1] bilo $C_{f,1960}$ = 1,20/0,80); na čelični deo konstrukcije kao četvorozidnu rešetku sa kružnocilindričnim štapovima C_f = 1,15 < $C_{f,1960}$ = 2,80 za trougaonu rešetku sa oštroivičnim štapovima);
- aerodinamički pritisak vetra (slika 4) i opterećenje vetrom kao rezime prethodnih uticaja i veličina, proračun za svaki od 8 pravaca po azimutu i za svaki od povratnih perioda vetra T.



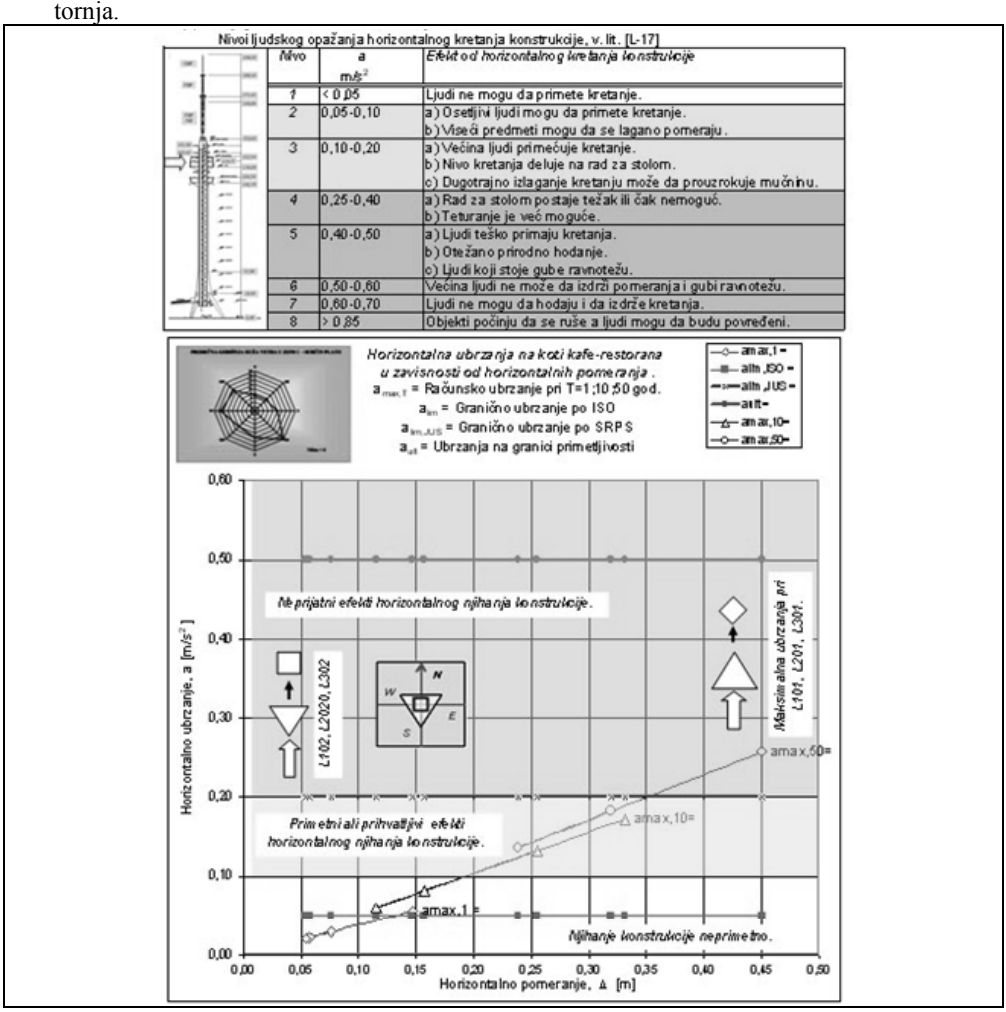
Slika 4: Uporedan prikaz aerodinamičkih pritisaka vetra prema projektima 1960, 2005. i raznim normama.

Prikazane krive: Projekt 1960. [1], „Korigovani projekt 1960.“= kako je bilo neophodno po PTP-2:1948, Projekt 2005. [4] i [5], Studija 1985. [6] i [7], DIN 1056:1956, EN 1991-5:2005 (dve krive).

Iz dijagrama aerodinamičkih pritisaka vetra q_w očigledna je ogromna diskrapancija Projekt [1]/PTP-2:1948, Projekt [1]/ DIN 1056:1956 i Projekt [1]/Projekt [4] i [5]. Tok q_w npr. prema DIN 1056:1956 kao linearan i jednostavan, je čak približno jednak istom prema 50 godina kasnijoj normi EN 1991-5:2005!

Uz opterećenje vetrom, deformacije i sile u presecima, proračunato je i sledeće što direktno proističe iz delovanja vetra:

- upotrebljivost sistema UHF-antena na vrhu tornja kao rotacija $\varphi \leq 1^{o}$ pri v_{max} = 70 km/h;
- stabilnost konstrukcije pri odvajanju vazdušnih vrtloga za razne vrednosti Strouhalovog broja St = 0,12 do 0,20 (pošto tačni St nisu poznati jer modelska ispitivanja nisu rađena);
- horizontalna ubrzanja a_H [m/s^2] konstrukcije na nivou kafe-restorana (kota 119,13 m), kao jedine prostorije u kojima povremeno borave ljudi, pri povratnim periodima vetra T = 1; 10; 50 god, prema SRPS U.C7.111:1991 i EN 1991-5:2005;
- zamor čeličnog dela konstrukcije tornja pri odvajanju vazdušnih vrtloga od konstrukcije tornja.



Slika 2: Dijagrami proračunskih horizontalnih ubrzanja za razne T [god] i pravce vetra.

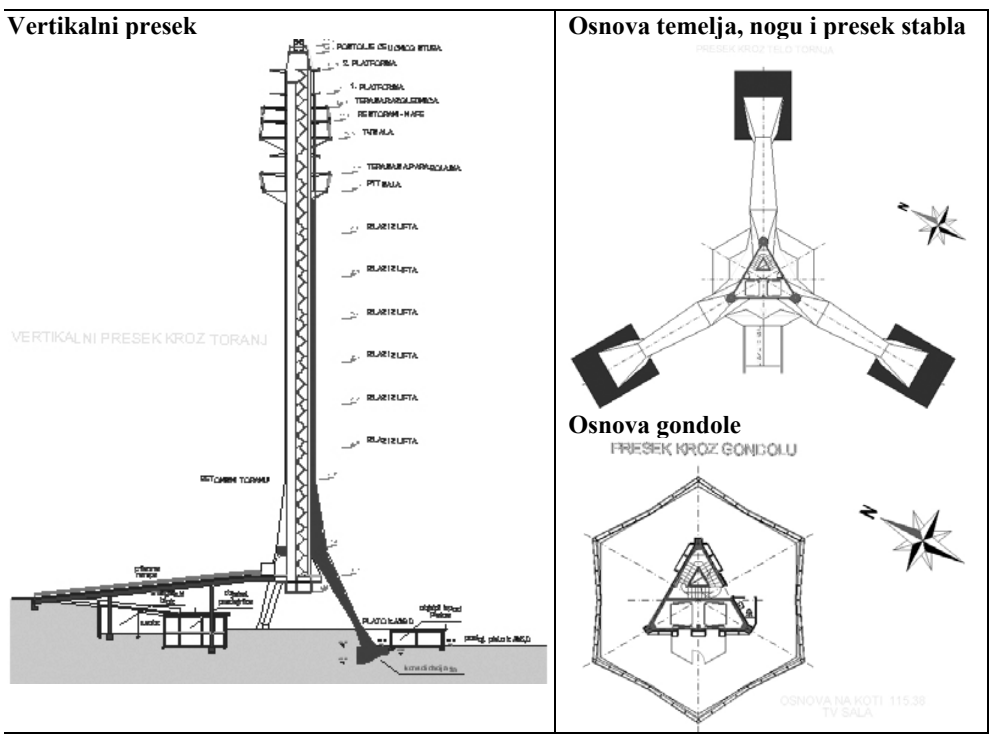
Rezultat proračuna horizontalnih ubrzanja (slika 5) prema izrazu iz SRPS U.C7.111:1991 dao je zadovoljavajući rezultat, ako se kao kriterijum uzme $a_H \leq a_{lim}$ = 0,20 m/s^2, (videti i [10]).

Ovde je potrebno naglasiti da je proračun horizontalnih ubrzanja mogao da bude samo približno tačan obzirom na veliki broj promenljivih i njihove složene međuzavisnosti:
$a_H = a(\delta_H)$, $\delta_H = \delta(w)$, $w = w(q_w, C_f)$, $q_w = q$(topografija i hrapavost terena), topografija i hrapavost terena = f(pravca delovanja vetra po azimutu); (a_H = horizontalno ubrzanje, δ_H = horizontalno pomeranje, q_w = aerodinamički pritisak vetra, C_f = koeficijenti sila delova konstrukcije, gde se uticaji topografije i hrapavosti terena, i oblika konstrukcije kroz C_f mogu odrediti samo empirijski – eksperimentalno, što nije rađeno).

Izborom materijala betonskog dela tornja – betona visoke čvrstoće, odatle i povećanog modula elastičnosti E_c i adekvatnim konstruisanjem čeličnog dela tornja sa minimalno mogućim q_w projektanti su učinili sve i jedino moguće da se uticaj početnog hendikepa betonskog preseka opisan u t. 1.3 smanji na realni minimum.

3.3 BETONSKI DEO KONSTRUKCIJE TORNJA

Osnovni problem projektovanja betonskog dela tornja (slika 6) bio je elementaran: može li se uopšte projektovati, a posle i izvesti, konstrukcija unapred datih preseka i dimenzija, ali za 2 do 2,5 puta veće sile u presecima od onih po kojima je pomenuti zadati presek određen?



Slika 6: Betonski deo konstrukcije tornja.

Svi predlozi projektanata da se bar neka od dimenzija promeni su odbijeni: veličina strane osnovnog trougla stabla (zadato je a = 7,000 m), prečnik roglja (zadato d = 1040 mm, predlog $d \geq 1200$ mm), debljina zida stabla (zadato t = 150 mm, predlog t = 200 mm).

Obrazloženje je bilo da bi bilo koja od promena narušila originalnu arhitekturu i arhitektonsku unikatnost objekta. Obzirom na prethodno, projektanti betonskog dela konstrukcije tornja striktno su se držali zadate geometrije. Pregled najbitnijih pojedinosti betonske konstrukcije dat je u narednoj tabeli – tabela 1.

Tabela 1: Pregled pojedinosti betonske konstrukcije tornja iz 1965. i 2010.

Tema	*Toranj 1965-1999.*	*Novi toranj prema* [4].
Opšta geometrija	Prema arh. projektu 1960.	Prema arh. projektu 1960.
ukupna visina	136,650 m	136,650 m
strana trougla stabla	7,000 ,	7,000 ,
prečnik roglja	1,040 m	1,040 m
debljine zidova stabla	0,150 m	0,150 m
debljine ploča gondola	0,090 m	**0,100** m
debljina ploče na 136,65 m	0,800 m	**1,500** m
Fundiranje	Stope ?x?x?	Stope **6,00**x**7,30**x**2,00** m.
Veza nogu i temelja	Zglobna	Kruta
Ploča na dnu stabla		Dimenzionisana na udar lifta.
Prednaprezanje stabla	Ne	3 kabla/1 rogalj, 17 - 59 m: $N_k = 3F_p = 10389$ kN
Čvrstoće betona		
temelj	Nepoznati podaci.	MB35
noge	(Izvođački projekt nije	MB60
stablo do 102 m	sačuvan)	MB60
stablo 102-136 m		MB50
Armatura		
stablo 19-136 m	Glatka armatura	B500
noge	u svim delovima konstrukcije	B500
temelji		Č0551-2 (RA 400/500)
ostali delovi konstrukcije		Č0551-2 (RA 400/500)
Količina armature	?? t	438 t
Količina kablova	0	5 t

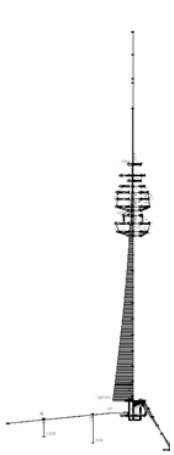
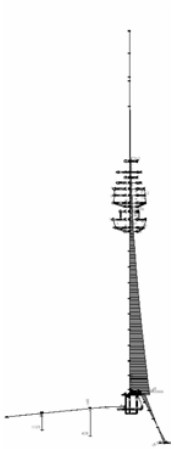
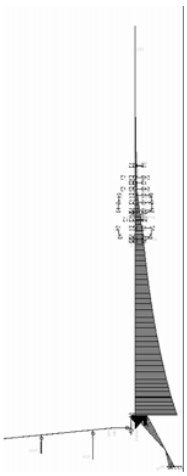
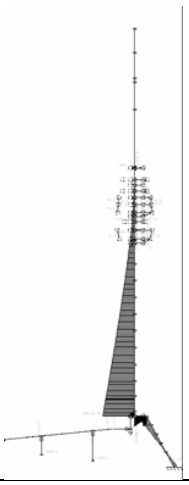
Proračun konstrukcije urađen je na tri proračunska modela primenom programa *TOWER*.

Opterećenja tornja: težina konstrukcije, stalni tereti, korisna opterećenja prostorija, sile prednaprezanja rogljeva, vetar po SRPS U.E7.113:1991 (T = 50 god iz dva pravca – na stranu i ugao stabla), seizmika prema Pravilniku za inženjerske objekte (akcelerogrami za zemljotrese *Z1* i *Z2*) i EN 1998-1:2004.

Veličine presečnih sila su pokazale uticaj bitno povećanog opterećenja vetrom u odnosu na projekt 1960. [1] – slika 7.

Dimenzionisanje preseka delova betonske konstrukcije obavljeno je ovako:

- ploče – kose i horizontalne, grede: prema PBAB:1987;
- noge i stablo: po teoriji II reda i prema EN 1992-1-1:2004; primedba: dimenzionisanje prema PBAB:1987, zahtevalo bi, čak i za slučaj usvajanja najveće moguće marke betona MB60, povećanje dimenzija poprečnog preseka stabla, što je suprotno zahtevima definisanim u okviru Projektnog zadatka [2].

			
Kota 35 m Vetar na stranu stabla M_{2005} = 147540 kNm M_{1960} = 69710 kNm M_{2005}/M_{1960} = 2,12	Kota 35 m Vetar na ugao stabla M_{2005} = 121189 kNm M_{1960} = 60660 kNm M_{2005}/M_{1960} = 2,00	Kota 35 m Seizmika, EN 1998-1 M_{2005} = 77932 kNm M_{2005}/M_{1960} = ?	Kota 35 m Seizmika, Pravilnik M_{2005} = 88193 kNm M_{2005}/M_{1960} = ?

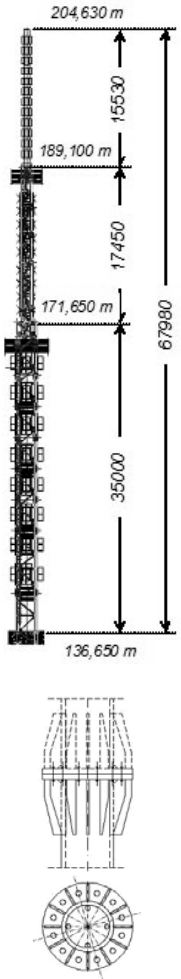
Slika 7: Pregled momenata savijanja tornja prema projektima 1960. i 2005.

3.4 ČELIČNI DEO KONSTRUKCIJE TORNJA

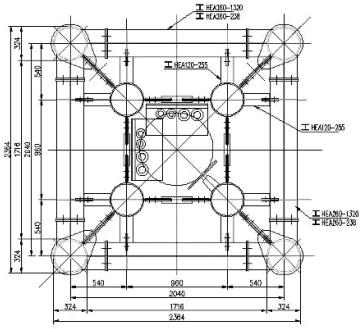
Osnovne karakteristike čeličnog dela konstrukcije tornja, (slika 8 i tabela 2):

- **Izbor oblika konstrukcije** kao četvorozidne rešetke proistekao je: 1) iz tehničkih uslova [3] i 2) imperativa koji sledi iz proračuna opterećenja vetrom, da se opterećenje vetrom čeličnog dela konstrukcije smanji na najmanju moguću meru. Uslov 2) je odredio vrstu štapova konstrukcije – kao kružnocilindričnih cevi.
- **Dimenzije konstrukcije**: Dimenzije konstrukcije – dužine donjeg, srednjeg i gornjeg (UHF) dela stuba proistekle su direktno iz tehničkih uslova [3]. Gabarit konstrukcije, uključujući tu sve elemente preseka, morao je da bude unutar datih mera. Iz prethodnog i veličina prečnika cevi pojasnih štapova proistekle su osne mere preseka: donji deo a = 2040 mm, srednji deo a = 960 mm.
- **Osnovne veze konstrukcije**: 1) veze štapova konstrukcije = veze zavrtnjima, čime se omogućava sloboda u izboru načina montaže, olakšava transport i toplo cinkovanje konstrukcije; 2) montažni nastavci pojaseva: čeone veze sa 100% prednapregnutim HV-zavrtnjima.
- **Dimenzije štapova rešetke**, pojaseva (Ch), dijagonala (D) i horizontala (H): srednji deo: Ch = ϕ 323x20 i 12,5; D = ϕ 76,1x5; H = ϕ 60,3x5; donji deo: Ch = ϕ 323x25 i 12,5; D = ϕ 114,3x5; H = ϕ 88,9x5.
- **Ukupna masa čelične konstrukcije**: donji+srednji deo = 66,2 t. UHF-deo = je 3,5 t (isporuka proizvođača antena, nije bio predmet projekta [4] i [5]).

a. Stub u celini



b. Horizontalni presek sa donjim i srednjim delom.



c. Dva montažna komada donjeg dela.



d. Montažni komadi srednjeg dela.



e. Detalj srednjeg dela.



f. Montažni nastavak pojaseva.



Slika 3: Čelični deo tornja. Donji i srednji deo čeličnog stuba.

Tabela 2: Poređenje čeličnog dela konstrukcije tornja iz 1965. i 2010.

Tema	*Toranj 1965-1999.*	*Novi toranj prema* [5].
Visina čeličnog dela	1965: 58 m; 1972: 67 m	2009: 68 m
Presek	Trougaona rešetka od oštroivičnih šapova. $C_f = 2{,}80$.	Četvorozidna rešetka od cilindričnih štapova, $C_f = 1{,}15$
Momenat savijanja na 136 m	$M_{1960} =$ 5250 kNm	$M_{2005} = 8650$ kNm
Masa konstrukcije	1965: 28 t; 1972: 41 t	66 t

4 UČESNICI PROJEKTOVANJA I REVIZIJE PROJEKTA

Generalni projektant: Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd.
Podizvođač za projekt čelične konstrukcije i proračun vetra: Delfin Inženjering d.o.o., Beograd.
Tehnička kontrola: Arhitektonski fakultet Univerziteta u Beogradu.
Odgovorni projektanti betonske konstrukcije: Prof. dr Šerif Dunica, dipl.ing.građ.
Branislav Životić, dipl.ing.građ.
Odgovorni projektant čelične konstrukcije i proračun vetra: Aleksandar Bojović, dipl.ing.građ.
Tehnička kontrola Glavnog projekta: Prof. dr Milorad Ristić, dipl.ing.arh.
Mr. Dragoslav Tošić, dipl.ing.građ.

5 LITERATURA

[1] UKT i RTV toranj na Avali. II sveska: Statički proračun tornja i restorana. Projektni zavod Srbija projekt, Beograd. Beograd, 13.10.1960.

[2] Projektni zadatak za izradu Glavnog projekta obnove dela Kompleksa tornja na Avali. Republika Srbija. Ministarsto za kapitalne investicije; broj 350-01-0211/2005-10. Beograd, 03.11.2005.

[3] Projektni zadatak za tehnološki deo emisionog objekta Toranj na Avali. JP RTV Srbije, Tehnika RTS, Emisiona tehnika i veze. Beograd, 30.11.2004.

[4] Glavni projekat obnove dela kompleksa Tornja na Avali. Glavni projekat konstrukcije Tornja. Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Beograd. Beograd, decembar 2005.

[5] Glavni projekat obnove dela kompleksa Tornja na Avali. Glavni projekat konstrukcije Tornja – Izmene i dopune. Saobraćajni institut CIP d.o.o.,Beograd. Beograd, mart 2009.

[6] Hajdin,N., Ivković,M., Branković,D., Kolundžija,B., Dunica,Š.: Studija konstruktivnog sistema Radio-televizijskog tornja na Avali. Statički i dinamički proračun. Beograd, oktobar 1985.

[7] Hajdin,N., Ivković,M., Branković,D.: Studija konstruktivnog sistema Radio-televizijskog tornja na Avali. Završni izveštaj. Beograd, 05.12.1985.

[8] Dunica,Š., Bojović,A., Životić,B.: Projekt konstrukcije novog Avalskog Tornja.
DGKS Simpozijum 2008. Zbornik radova, str. 231-236.
Zlatibor – Čigota, 24-26. septembar 2008.

[9] Životić,B., Dunica,Š., Bojović,A.: Projekat obnove Tornja na Avali.
Konferencija Savremena građevinska praksa 2010. Zbornik radova, str. 7-17.
Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka Novi Sad.
Društvo građevinskih inženjera Novog Sada.
Andrevlje, 13. i 14. maj 2010.

[10] Mendis,P., Ngo,T., Haritos,N., Hira,A., Samali,B., Cheung,J. : Wind Loading on Tall Buildings.
EJS Special Issue: Loading on Structures (2007).

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Goran Milovanović[1], Zoran Mišković[2]

SPECIFIČNOSTI IZVOĐENJA OBNOVE TV TORNJA "AVALA"

Rezime

Rad prikazuje glavne aspekte rekonstrukcije TV tornja "AVALA", što obuhvata: fundiranje objekta, primenjene oplatne sisteme sa odgovarajućim modifikacijama koje je zahtevala složena geometrija konstrukcije objekta, kao i metod vertikalnog transporta materijala i opreme na većim visinama tokom izgradnje objekta. Takođe, prikazana je složena operacija montaže čelične rešetkaste konstrukcije nosača antena na vrhu armiranobetonskog dela konstrukcije. Detalji montaže jedinstvenog sistema za dugotrajni monitoring objekta, čija instalacija je pratila izgradnju objekta od samog početka, takođe su prikazani.

Ključne reči: Izvođenje, toranjske konstrukcije, samougrađujući beton, konstrukcijski monitoring

KEY ASPECTS OF CONSTRACTION ACTIVITIES DURING TV TOWER "AVALA" RECONSTRUCTION

Summary

Paper presents key aspects of the construction activities during TV tower "Avala" reconstruction, which includes: foundation of the structure, applied scaffold systems required by the complicated geometry of structure, as well as method of vertical transport of materials and equipment required for construction of tall structure. Also, presented is complicated procedure of erection of the truss steel structure for antennas on the top of the tower concrete part. Finally, details of the unique long-term structural monitoring system installation are presented.

Key words: Construction, tower structure, self compacted concrete, structural monitoring

[1]Diplomirani građevinski inženjer, Ratko Mitrović DEDINJE d.o.o. Kružni put 125, Beograd
[2]Doc.dr, diplomirani građevinski inženjer, Građevinski fakultet Univ. u Beogradu, Bul. kralja Aleksandra 73, Beograd

1 UVOD

Tokom nemilih događaja 1999. godine, pored značajnih infrastrukturnih i drugih objekata, srušen je i jedan od simbola grada Beograda i Republike Srbije, telekomunikacijski i TV toranj na Avali, a koji je više od trideset godina bio simbol i potvrda srpskih konstrukterskih dostignuća.



Slika 1: Stari TV toranj "Avala": pre i nakon rušenja

Nakon rekonstrukcije većeg dela srušenih i oštećenih objekata od vitalnog značaja za funkcionisanje saobraćaja i ostale infrastrukture u Republici, tokom 2004.-2005. godine, otpočela je i rekonstrukcija dela kompleksa TV tornja na Avali izradom projektne dokumentacije. Koncepcija i gabaritne dimenzije objekta zadržane su prema originalnoj tehničkoj dokumentaciji konstrukcije starog tornja, uz izvesna unapređenja kako bi se zadovoljili savremeni zahtevi u pogledu funkcionisanja opreme čija je instalacija predviđena, kao i ostali uslovi funkcionalnosti ovog značajnog objekta. U tom smislu, projektnom dokumentacijom rekonstrukcije, predviđeno je značajno povećanje dimenzija temelja glavnih stubova konstrukcije, znatno veća marka betona za izradu konstrukcije, kao i predhodno naprezanje dela stabla konstrukcije. Međutim, najznačajnija unapređenja ostvarena su tokom izgradnje objekta, prvenstveno izuzetnim angažovanjem generalnog izvođača radova, firme *Ratko Mitrović DEDINJE* d.o.o. iz Beograda, kao i drugih učesnika u projektu. Generalni izvođač radova je imao vrlo značajnu pomoć *Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu* u rešavanju atipičnih problema izgradnje ovog kompleksnog objekta u segmentima tehnologije izvođenja armiranobetonskih elemenata, čeličnih elemenata za ostvarivanje projektovane geometrije konstrukcije, oplata i ostvarivanja funkcionisanja toranjskog krana, kao i ispitivanja konstrukcija tokom realizacije projektovanog sistema za permanentni dugotrajni konstrukcijski monitoring objekta. Početak rekonstrukcije otpočeo je radovima na raščišćavanju srušene konstrukcije marta 2007. godine.

S obzirom na specifičnost konstrukcije, ključni aspekti izgradnje objekta ogledaju se kroz originalna tehnička rešenja i unapređenja ostvarena u segmetima:

- Fundiranja konstrukcije objekta izradom temeljnih stopa komplikovane geometrije i visok procenat armiranja
- Izrade oplate i pomoćnih konstrukcija za ostvarivanje komplikovane geometrije objekta bez unošenja parazitskih naprezanja u konstrukciju tehnologijom izvođenja
- Izrade AB elemenata primenom samougrađujućeg betona visoke čvrstoće, MB 60, savremenom fabrikom betona na gradilištu uz precizno doziranje komponenti i rigoroznu kontrolu kvaliteta
- Izradu visoke konstrukcije tornja sa vertikalnim transportom ostvarenim klasičnim toranjskim kranom uz njegovo podizanje i fiksiranje za konstrukciju sukcesivno sa napredovanjem izrade objekta
- Izrada godolastih proširenja faznim betoniranjem nakon završetka izrade stabla tornja uz obezbeđenje kontinuiteta nosivosti glavnih nosećih konzolnih grednih nosača
- Montažu čelične konstrukcije nosača antena na vrhu armiranobetonske konstrukcije objekta, na koti 136.70m mereno od platoa ispod konstrukcije objekta.
- Instalaciju dugotrajnog monitoring sistema objekta sa elementima ugrađenim od temelja objekta do čelične konstrukcije nosača antena

Nabrojani aspekti izgradnje detaljnije su opisani u narednim poglavljima.

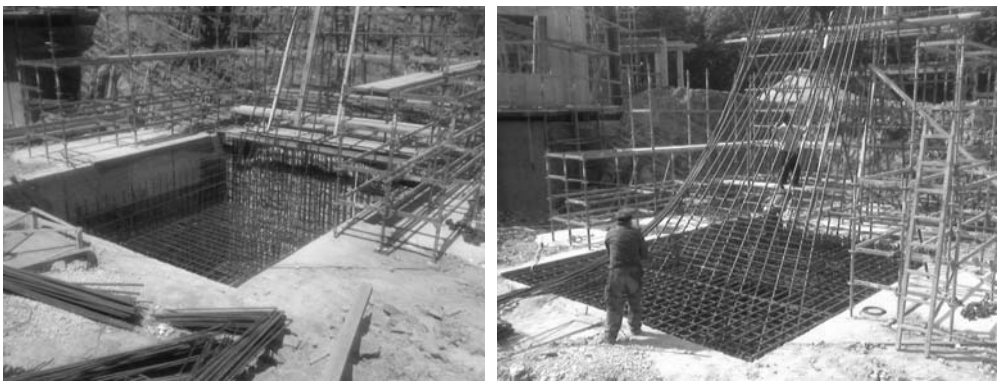
2 FUNDIRANJE KONSTRUKCIJE

Izgradnja nove konstrukcije TV tornja “Avala“, s obzirom da je na mestu strušenog objekta izvedena potpuno nova konstrukcija glavnog objekta kompleksa, nakon raščišćavanja ruševina stare konstrukcije, otpočela je radovima na fundiranju konstrukcije, koja je usledila, slika 2.



Slika 2: Početak izgradnje: radovi na fundiranju konstrukcije TV tornja “Avala“: Iskop u stenskoj masi (levo) i betoniranje AB kade za postavljanje armature stope (desno)

Nakon iskopa temeljnih jama za izradu AB stopa oslonačkih stubova, nogu tornja, pristupilo se injektiranju stenske mase u zoni temelja, a kako je predviđeno projektom, shodno predpostavci o isprskalosti stenske mase u zoni objekta. Međutim, ispostavilo se da stenska masa kompaktnija nego što se predpostavljalo, te se odustalo od injektiranja. U cilju preciznog postavljanja armature temelja i ankera za stubove, nakon iskopa pristupilo se izradi armiranobetonske kade lako armirane armaturnom mrežom kako bi se ostvarili uslovi za precizno i bezbedno formiranje armaturnog koša temelja sa početnom armaturom stubova, slika 3.

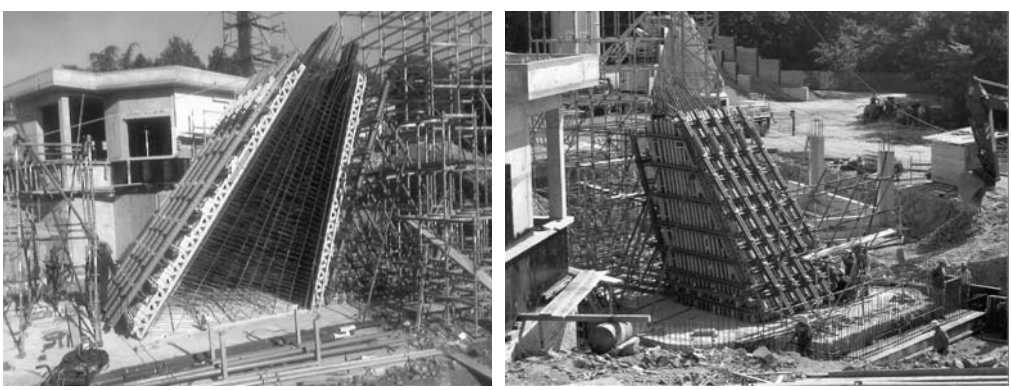


Slika 3: Armiranje temeljne stope i donjeg i početnog dela oslonačkog stuba konstrukcije

Nakon izrade temeljnih stopa oslonačkih stubova, pristupilo se izradi tri glavna oslonačka stuba složene geometrije.

3 OPLATE I POMOĆNE KONSTRUKCIJE

Izrada nadzemnog dela konstrukcije objekta otpočelo je betoniranjem prvog trakta oslonačkih stubova do visine cca 5.8m iznad gornje ivice temelja gde je bilo potrebno formirati zglobove redukcijom preseka, a što je zahtevalo složenu i stabilnu oplatu za betoniranje relativno visokog trakta, slika 4.



Slika 4: Priprema za betoniranje donjeg dela stuba složene geometrije

U cilju ostvarivanja projektovane geometrije stubova, kao i ostalih elemenata konstrukcije objekta, izvođač radova se odlučio za primenu savremenih *PERI* oplatnih sistema, sistema za podupiranje i skela. Fleksibilni sistem oplata i podupirača omogućio je betoniranje visokih traktova, što je naročito bilo potrebno kod izvođenja stubova objekta, slika 5.



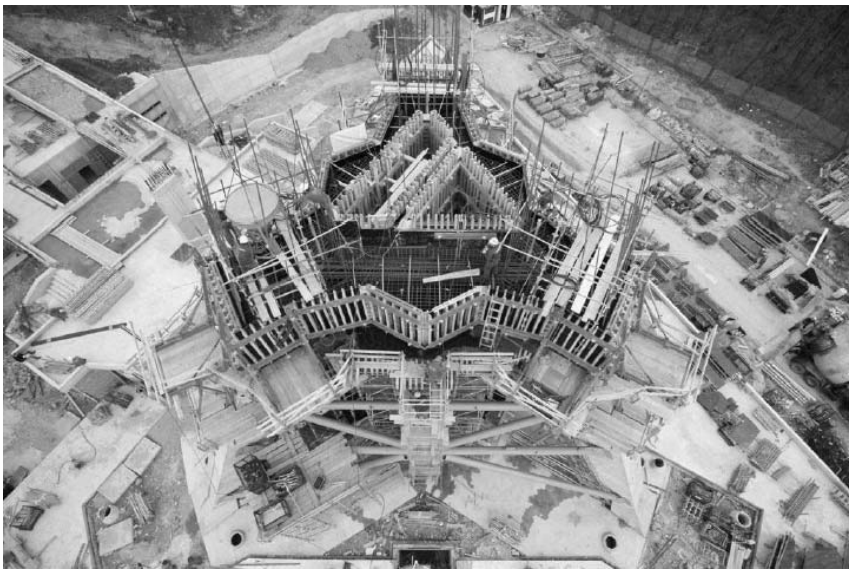
Slika 5: Oplata i podupirači za betoniranje viših traktova stubova konstrukcije

Pored standardnih primenjenih sistema podupirača bilo je neophodno izraditi specifične pomoćne konstrukcije za očuvanje geometrije pre formiranja projektovanog nosećeg sistema, kao u slučaju stubova, nogu, tornja pre izvođenja početnog dela stabla tornja, slika 6.



Slika 6: Čelična konstrukcija za razupiranje stubova pre formiranja stabla tornja

Najsloženiji deo oplate, sa radnim platformama, bilo je potrebno formirati za betoniranje donjeg, početnog, dela stabla tornja, u preseku gde se stubovi spajaju sa stablom tornja trouglastog poprečnog preseka, slika 7.



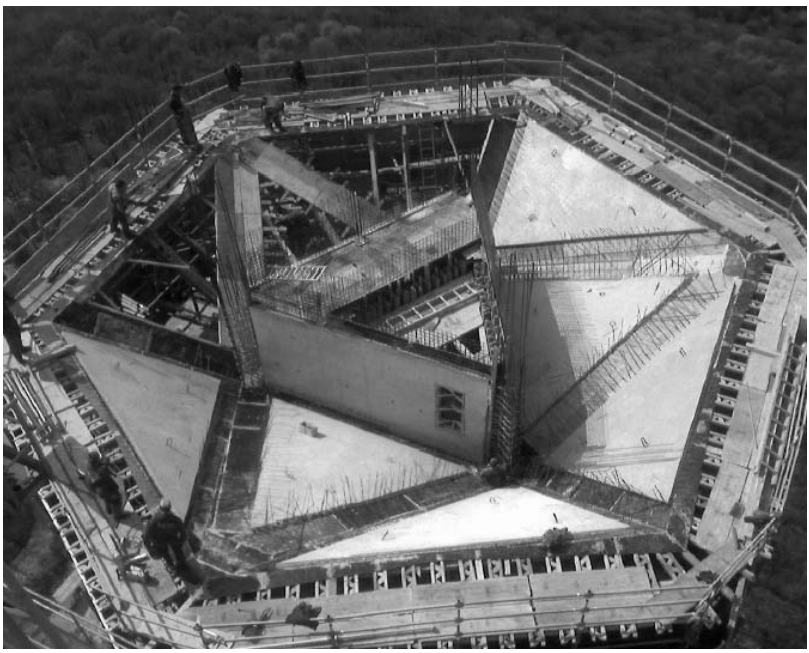
Slika 7: Oplata pripremljena za betoniranje početnog dela stabla tornja i završetka stubova

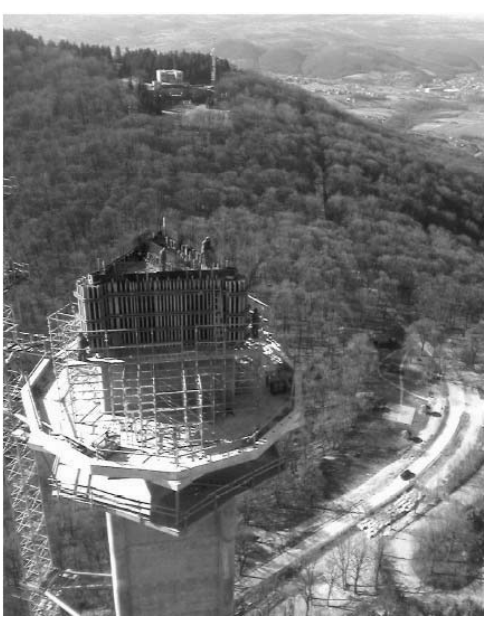
Nakon spajanja oslonačkih stubova sa stablom tornja, betoniranje stabla vršeno je u kliznoj oplati sa traktovima visine 3m, slika 8.



Slika 8: Izvođenje stabla tornja u kliznoj oplati

Nakon završetka izvođenja srednjeg dela stabla tornja, pristupilo se izvođenju gondolastih proširenja objketa koji su zahtevali složene oplate za izvođenje istih i odgovarajuće radne platforme, slika 9. Ova faza izvođenja je bila izuzetno složena zbog velike radne visine.







Slika 9: Izvođenje kosih i horizontalnih ploča gondolastih proširenja objekta

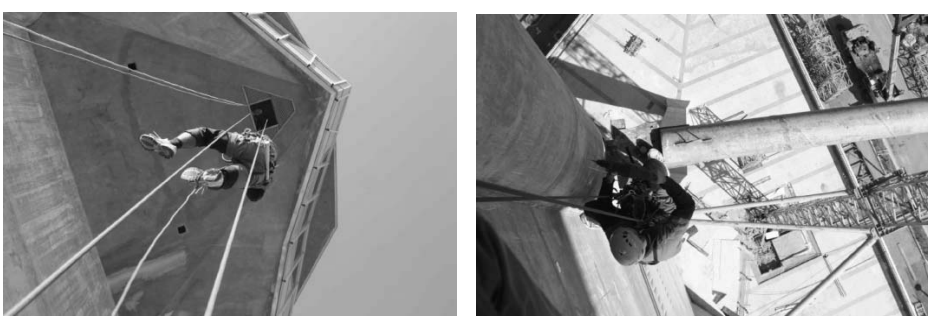
4 SAMOUGRAĐUJUĆI BETON I VERTIKALNI TRANSPORT

Za potrebe izrade armiranobetonskih elemenata složene geometrije i visokog procenta armiranja, izvođač radova je samostalno pripremio recepturu i permanentno vršio kontrolu kvaliteta *samougrađujućeg betona* (*Self Compacted Concrete – SCC*), kao najpovoljnijeg rešenja za predmetni tip konstrukcije. Beton se spravljao u savremenoj automatizovanoj fabrici betona na samom gradilištu, slika 10 (levo), od trofrakcijskog kamenog agregata i specijalne vrste cementa potrebnog za postizanje zahtevane visoke marke betona.



Slika 10: Fabrika betona (levo) i toranjski kran povezan sa konstrukcijom objekta (desno)

Izrada armiranobetonskih elemenata na velikim visinama zahtevala je sukcesivno povećanje visine toranjskog krana kojim je vršen vertikalni transport materijala i oplate, te je isti, iz razloga obezbeđenja njegove stabilnosti, povezivan rešetkastim konstrukcijama sa konstrukcijom objekta, slika 10 (desno).

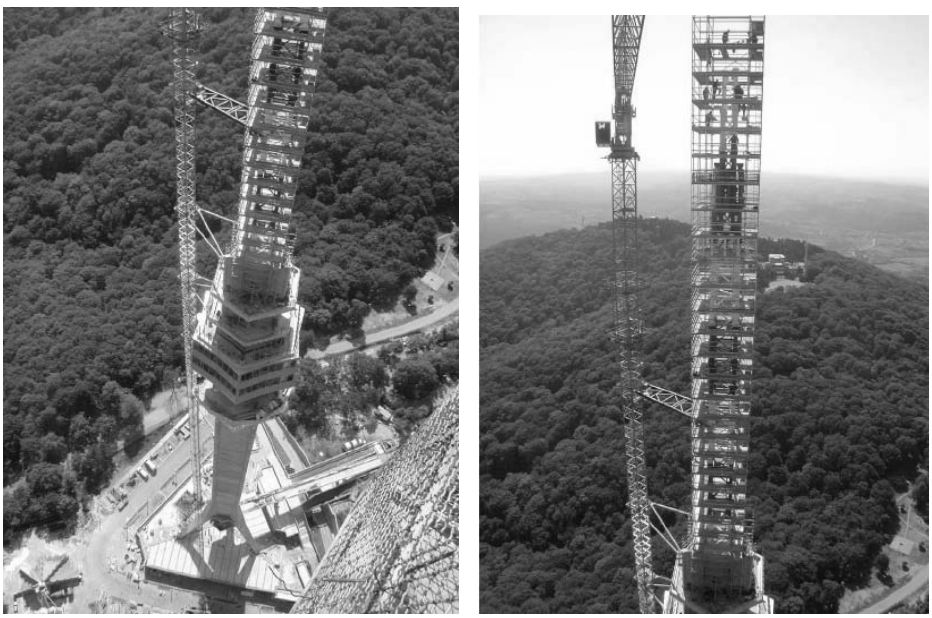


Slika 11: Alpinisti tokom demontaže veza krana sa konstrukcijom objekta

Izuzetno složena izvođačka operacija bila je i demontaža krana nakon završetka izgradnje objekta, a čija je visina dostigla praktično 200m. Za demontažu veza krana sa objektom bili su angažovani profesionalni alpinisti, slika 11.

5 MONTAŽA ČELIČNOG NOSAČA ANTENA

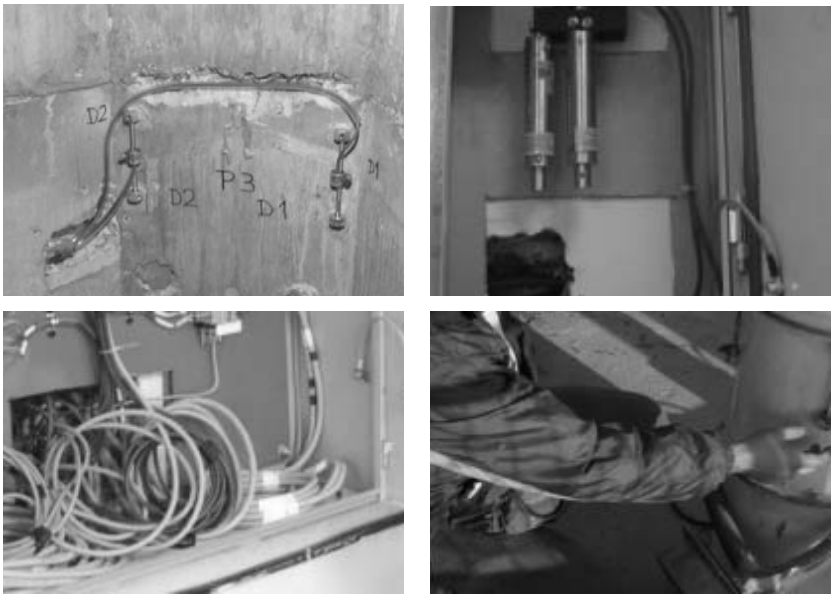
Konstrukcija objekta kompletirana je montažom čeličnog nosača antena visine preko 60 m na završnoj armiranobetonskoj ploči na visini od cca 136m. Montažu je sproveo generalni izvođač radova *Ratko Mitrović DEDINJE d.o.o.* iz Beograda zajedno sa specijalizovanom firmom za izvođenje ove vrste radova, *Montena* iz Beograda. Montaža je izvedena sa zaštitnom skelom, uz vertikalni transport elemenata toranjskim kranom, koji je morao biti stabilizovan povezivanjem i za sam rešetkasti nosač antena, slika 12. Poslednja dva montažna komada, dužine po 3 m, podizana su ručno sa kote završetka armiranobetonske konstrukcije.



Slika 12: Montaža čeličnog nosača antena toranjskim kranom uz zaštitnu skelu

6 INSTALACIJA DUGOTRAJNOG SISTEMA ZA MONITORING

Praktično od samog početka izgradnje, izradom temelja objekta, pa do završetka izgradnje konstrukcije, vršena je montaža primarnih (senzora) i sekudarnih (cevi, kablova, i dr.) elemenata instaliranog *Sistema za dugotrajni monitoring* ovog značajnog i nesvakidašnjeg objekta. Instalaciju je izvršio generalni izvođač radova, firma Ratko Mitrović DEDINJE, uz permanentni nadzor pomoć oko rešavanja svih detalja i usaglašavanja sa konstrukcijskim i nekonstrukcijskim elementima, projektanta Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu. Rezultat ovih koordiniranih aktivnosti je jedinstven i pouzdan sistem za konstrukcijski monitoring, kod koga su ostvarene sve zahtevane fukcije, pouzdanost, fleksibilnost, dostupnost senzora za reviziju i zamenu i dr. Na slici 13 prikazani su neki elementi instalacije.



Slika 13: Detalji sa instalacije komponenti sistema za dugotrajni monitoring objekta

7 ZAKLJUČAK

Uspešna realizovana obnova TV tornja "Avala" bio je izuzetan izazov domaće građevinske industruje, a predstavlja i potvrdu domaćeg konstrukterskog umeća. Ovom prilikom autori izražavaju zahvalnost Društvu građevinskih konstruktera Srbije što je u realizaciji projekta izvođenja ovog izuzetnog i zahtevnog objekta prepoznalo sposobnost, volju i uložene napore da se Beogradu i Republici Srbiji vrati prepoznatljivi simbol, i dodelilo Nagradu za izuzetno izvođačko ostvarenje realizovano tokom 2009. godine. Takođe, za primenjena tehnička unapređenja, projekat je nagrađen Priznanjem *Privredne komore grada Beograda za 2009. godinu*. Autori upućuju zahvalnost svim ključnim učesnicima iz firme *Ratko Mitrović DEDINJE* i sa *Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu*, kao i drugima koji su doprineli realizaciji ovog izuzetnog objekta.

Autori izražavaju zahvalnost i *Ministarstvu za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije* koje je delimično, u okviru projekta Tehnološkog razvoja TR-16023, podržalo realizaciju dela aktivnosti prezentiranih u ovom članku.

LITERATURA

[1] *Glavni projekat obnove dela kompleksa tornja na Avali,* Saobraćajni institut – CIP, Beograd, 2007., Beograd.

[2] *Glavni projekat Sistema za monitoring tokom izgradnje i eksploatacije obnove dela kompleksa tornja na Avali*, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, jul 2007., Beograd.

[3] *Konstrukcijski monitoring obnovljenog telekomunikacionog tornja AVALA*, Mišković Z., Milovanović G., IZGRADNJA Vol. 63(2009), No. 7-8, juli-avgust 2009, IZGRADNJA, Beograd, ISSN 0350-5421, UDK 624 71/72(05), str. 373-378.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Snežana Mašović[1]

PRERASPODELA UTICAJA KOD NAKNADNO KONTINUIRANIH SPREGNUTIH ARMIRANOBETONSKIH NOSAČA TOKOM VREMENA

Rezime:

U radu je dat prikaz doktorske disretacijekoja se bavi izučavanjem ponašanja određenog tipa betonskih konstrukcija, sa naglaskom na deformacije betona koji zavise od vremena. Pri tome se, pre svega, misli na tečenje i skupljanje betona kao vid materijalne nelinearnosti problema. Promena statičkog sistema tokom izvođenja, naročito mosovskih konstrukcija, kod kojih je odnos stalnog i povremenog opterećenja uglavnom u korist stalnog, dovodi do izražene preraspodele statičkih uticaja u sistemu, tako da konačno stanje nije prost zbir faza kroz koje konstrukcija prolazi. Pored skupljanja i tečenja betona, i pojava prslina utiče na vremenski razvoj napona i defomacija pod stalnim opterećenjem. Pored numeričke analize u radu je prikazano i eksperimentalno istraživanje predmetnog tipa konstrukcija.

Ključne reči: transformacija statičkog sistema, spregnuti betonski nosači, tečenje

REDISTRIBUTION OF INTERNAL FORCES IN COMPOSITE CONCRETE GIRDERS MADE CONTINUOUS VS. TIME

Summary:

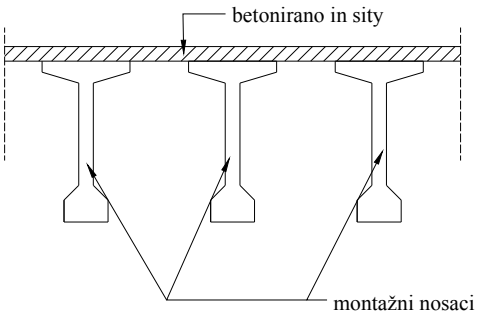
The paper presents PhD thesis that deals with long-term behavior of subjected concrete structural type. Material nonlinearity of the problem involves creep, shrinkage and cracking. Transformation of structural configuration through erecting, leads to redistribution of internal forces in the structure under permanent load. Research includes numerical and experimental investigations.

Key words: construction phases, composite concrete girders, creep

[1] Dr, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

1 UVOD

Veliki broj savremenih mostovskih konstrukcija, manjih i srednjih raspona (do 50m), se izvode montažom prefabrikovanih elemenata u dužini čitavog pojedinačnog raspona. Poprečni presek kolovozne konsrukcije se formira betoniranjem kolovozne ploče preko montiranih nosača. Poprečni presek kolovozne konstrukcije se sastoji od montažnog nosača i kolovozne ploče i predsatvlja spregnuti (hibridni) betonski presek sa delovima od betona različitih karakteristika (Slika 1).



Slika 1- Poprečni presek kolovizne konstrukcije montažno-monolitnog mosta

Ukoliko se radi o mostovskoj konstrukciji sa samo jednim rasponom, što je retko slučaj, sistem proste grede ostaje kao definitivno statičko rešenje. Kod mostova koji se rešavaju u više otvora postoji nekoliko varijanti u smislu konačnog statičkog sistema. Počev od niza prostih greda, sa dilatacijama u kolovoznoj ploči na mestu svakog stuba, preko kontinualnih nosača, kad se kontinitet ostvaruje poprečnim nosačem i kolovoznom pločom iznad srednjih stubova, pa do integralnih mostova koji prelaze u ramovski sistem ukidanjem ležišta na srednjim stubovima. U druga dva slučaja dolazi do transformacije statičkog sistema od proste grede na višestruko neodređeni sistem. Ukoliko je konstrukcija, koja je izložena transformaciji sistema betonska, dolazi do redistribucije presečnih sila u sistemu pod stalnim opterećenjem, kao posledica tečenja betona. S druge strane rezlika u skupljanju betona nosača i ploče, poznata kao diferencijalno skupljanje, predstavlja prinudnu deformaciju preseka, koja kod statički neodređenih sistema izaziva pojavu presečnih sila, a kod statički određenih promenu deformacije. Oba efekta su prisutna kod naknadno kontinuiranih spregnutih betonskih nosača. Manifestacija navedenih pojava se registruje kao pojava momenta na mestu ostvarenja kontinuiteta, iako nema promene opterećenja.

Ukoliko su nosači prethodno napregnuti, pod stalnim opterećenjem ne dolazi do pojave prslina, te ovaj vid nelinearnosti problema nije od interesa. U armirano-betonskim montažnim nosačima, pojava prslina je često prisutna, što dovodi do dodatne preraspodele uticaja, obzirom na promenu krutosti duž statički neodređene konstrukcije.

Prefabrikovani nosači su uglavnom prethodno napregnuti , mada se za manje raspone do oko 20m mogu izvoditi i kao armirano-betonski (što je i praksa u Rusiji za raspone do 16.5m).

Cilj doktorske disetracije, koja se prikazuje u ovom radu, je verifikacija postojećih analitičkih metoda za proračun predmetnog tipa konstrukcija uz analizu pojedinih parametara koje utiču na posmatrane pojave. Disertacija se sastoji od devet poglavlja. U prvom delu, koji

obuhvata prva četiri poglavlja, prikazan je razvoj spregnutih betonskih konstrukcija i postupaka izvođenja montažno-monolitnih betonskih mostova, ukazano je na značaj problema koji se izučava i dat je pregled prethodnih istraživanja u oblasti betonskih konstrukcija koje su od značaja za definisani problem. U drugom delu, koji obuhvata peto i šesto poglavlje, detaljno su opisane reološke karakteristike betona, kao i efekti koje ove osobine proizvode u betonskim konstrukcijama. Opisani su proračunski postupci kojima se može analizirati ponašanje betonskih konstrukcija tokom vremena. Sedmo poglavlje daje opis eksperimentalnog istraživanja sa rezultatima merenja. Numerička analiza, uz korišćenje software-ske aplikacije DIANA, kao i parametarska analiza i uporedna analiza proračunskih postupaka, prikazana je u osmom poglavlju. Zaključci su predstavljeni u devetom poglavlju a literatura je data u prilogu.

2 EFEKTI VISKOZNOG PONAŠANJA BETONA NA PONAŠANJE BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Osnovni razlog izučavanja viskoznih karakteristika materijala su efekti koje one izazivaju na ponašanje betonskih konstrukcija. Pomenute pojave ne uzrokuju efekte od većeg značaja kod svih tipova konstrukcija, pa se u skladu sa time i razmatraju pri proračunu. Kako opiti skupljanja i tečenja ne spadaju u uobičajena ispitivanja neke partije betona, može se, pogrešno, zaključiti da ove karakteristike materijala i nisu od presudnog značaja. Takav zaključak ima veoma ograničenu tačnost, te je od izuzetne važnosti istaći o kakvim se efektima radi i kod kojih tipova konstrukcija su oni od značaja.

Najuočljiviji efekat viskoznih karakteristika betona je povećanje ugiba konstrukcija. Kod neisprskalih konstrukcija (npr. betonski lukovi) ugibi su mali pa je i njihovo trostruko povećanje srazmerno malo, tome se parira nadvišenjem. Kod isprskalih konstrukcija, početni ugib je relativno veliki ali je prirast tog ugiba tokom vremena procentualno manji nego u slučaju neisprskalih konstrukcija, te je nadvišenje i u ovom slučaju efikasno rešenje.

Relaksacija napona u betonu usled prinudnih deformacija najčešće se uzima u obzir kod prethodno napregnuti konstrukcija kao gubitak sile prethodnog naprezanja.

Preraspodela napona u betonskom preseku između različitih mateijala koji ga sačinjavaju (beton-čelik), je najuočljivija kroz posledicu pojave prslina usled skupljanja.

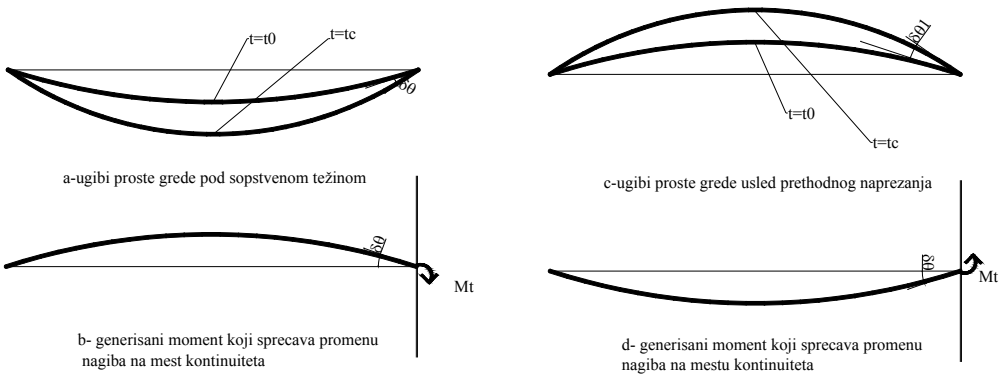
Preraspodela presečnih sila u statički neodređenim konstrukcijama tokom vremena, sama po sebi, nije ni pozivna ni negativna pojava, te se kod velikog broja betonskih konstrukcija ne uzima u obzir, izuzev u slučaju faznog izvođenja.

Svi pomenuti efekti se javljaju kod spregnutih betonskih naknadno kontinuiranih nosača te je potrebno o njima voditi računa tokom projektovanja.

2.1 OČEKIVANI EFEKTI TEČENJA I DIFERENCIJALNOG SKUPLJANJA NA PRERASPODELU STATIČKIH UTICAJA KOD NAKNADNO KONTINUIRANIH SPREGNUTIH BETONSKIH KONSTRUKCIJA

Pri promeni statičkog sistema, formiranjem kontinualne konstrukcije od niza prostih betonskih greda, pod dejstvom dugotrajnog opterećenja, za očekivati je da se u naknadno ostvarenom kontinuitetu generiše moment koji se po svojoj vrednosti približava momentu koji se u finalnom sistemu javlja usled stalnog opterećenja i određuje se linearnom elastičnom analizom. Pojava je posledica sprečenog prirasta deformacija i na slici 2 je prikazano kako

sprečeni prirast nagiba, usled stalnog tereta – sopstene težine (skica levo) i prethodnog naprezanja (skica desno), izaziva pojavu odgovarajućeg momenta koji se generiše tokom vremena.



Slika 2 Generisani moment usled sopstvene težine i usled prethodnog naprezanja

Sumarno dejstvo sopstvene težine i prethodnog naprezanja rezultira pojavom momenta kontinuiteta koji može zatezati ili gornju ili donju stranu. Ovo zavisi od intenziteta sile prethodnog naprezanja i dispozicije kablova. Najčešće rezultantni generisani moment kontinuiteta usled sopstvene težine i prethodnog naprezanja zateže donju stranu u čvoru – pozitivan moment.

Diferencijalno skupljanje je razlika između skupljanja betona prefabrikovanog nosača (kod koga se deo skupljanja obavio pre betoniranja ploče) i ploče, kod spregnutih betonskih nosača. Radi se o sprečenom skupljanju, ili prinudnoj deformaciji (gornjeg vlakna prefabrikovanog nosača), usled čega se naponi u nehomogenom preseku redistribuiraju u smeru koji odgovara porastu krivine u smeru dela spregnutog preseka koji se manje skuplja. Efekat diferencijalnog skupljanja je porast ugiba na onu stranu gde se nalazi deo preseka koji se manje skuplja. U slučaju spregnutog betonskog nosača sistema proste grede raste ugib naniže, kao i odgovarajući nagib krajeva proste grede, dok se kao posledica ostvarenja kontinuiteta na krajevima generiše negativan momenat. Ovo je ilustovano na na levom delu slike 2., t.j. diferencijalno skupljanje i sopstvena težina generišu moment istog znaka – negativan moment.

Zajednički efekat tečenja i diferencijalnog skupljanja može proizvesti negativan ili pozitivan moment zavisno da li su prefabrikovani nosači od armiranog ili prethodno napregnutog betona.

U sučaju prethodno napregnutih montažnih nosača, obzirom da je deformacija od uticaja sopstvene težine i prethodnog naprezanja nagore, generiše se pozitivan moment u čvoru koji dalje povećava pozitivan momet u polju, te o tome treba voditi računa. Ovaj pozitivan moment je umanjen uticajem difrencijalnog skupljanja. Ukoliko je diferencijalno skupljanje veće, što se može postici odlaganjem betoniranja ploče (povećanje razlike u starosti betona nosača i ploče), moguće je smanjiti generisani moment na zanemarljivu veličinu. Američka istraživanja, kako teorijskog tako u eksperimentalnog karaktera, ukazuju da ukoliko se kontinuitet, koji je obično praćen betoniranjem ploče, ostvari pri starosti prefabrikovanih nosača od više od 90 dana, preraspodela uticaja u sistemu zanemarljiva.

U slučaju armirano-betonskih prefabrikovanih nosača, efekti tečenja pod sopstevnom težinom i diferencijalnog skupljanja su istog znaka, odnosno generiše se negativan moment. Ovakav moment kontinuiteta svakako umanjuje moment u polju, ali moment u čvoru je veći nego prema približnom proračunu po kome se čvor obezbeđuje samo za opterećenja koja deluju nakon ostvarenja kontinuiteta.

3 EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

Eksperimentalna istraživanja betonskih konstrukcija, naročito kada su u pitanju viskozne deformacije su veoma zahtevna. Faktor ''vreme'' je nemoguće skalirati, te zahtev u pogledu vremena trajanja eksperimenta, tokom koga je potrebno obezbediti konstante termohidrometrijske uslove, ograničava broj dosada izvršenih dugotrajnih eksperimenata, u svetskim razmerana, na svega nekoliko. Pored toga kada se radi o istraživanju koje prati ponašanje tokom vremena treba imati na umu i sledeće činjenice. Merna tehnika treba da bude mehanička kako na nju ne bi uticale eventualne promene strujnog napona. Razmera modela utiče kako na veličinu napona od sopstvene težine, tako i na ponašanje materijala, pre svega u smislu karakteristika skupljanja.

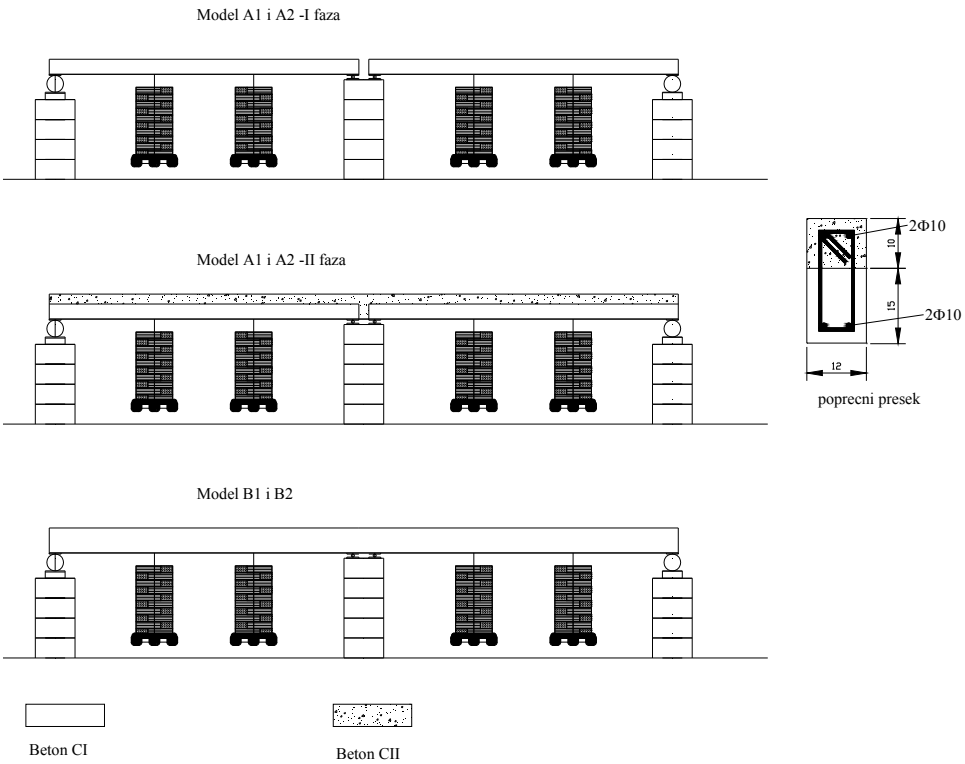
U cilju modeliranja naponskog stanja kao u prototip konstrukciji, bilo je neophodno povećati stalni teret (sopstvenu težinu), što je izvedeno vešanjem tereta (prikazano na slici 3), koji je tako projektovan da dovodi do pojave prslina u nosačima pre betoniranja drugog dela preseka. Izabrane su armirano-betonske prefabrikovane grede za razliku od eksperimentalnih istraživanja koja su vršena u svetu([2] i [3]). Pored već istaknutih razlika, u odnosu na prethodno napregnute montažne nosače, u slučaju armirano betonskih montažnih greda dolazi do pojave prslina koje značajno utiču na ponašanje konstrukcije.

Cilj eksperimentalnog istraživanja je da se, na osnovu merenih vrednosti, ispita ponašanje spregnutog naknadno kontinuiranog nosača pri dugotrajnom opterećenju i ustanovi procenat razlike u ponašanju u odnosu na monolitni kontinualni nosač. U skaldu sa postavljenim ciljem izrađena su dva modela A1 i A2 koji se kontinualizuju i dva kontrolna modela B1 i B2 koji su monolitni i kontinualni, sa istim opterećenjm, rasponima i poprečnim presekom kao spregnuti modeli A. Dispozicija modela i poprečni presek prikazani su na slici 3. Ovakav poprečni presek je usvojen zbog jednostavnosti izrade, iako više odgovara spregnutom sistemu greda-greda nego greda – ploča, kakvi su obično spregnuti preseci mostovskih konstrukcija.

Rasponi pojedinačnih greda su 3.0m, a nakon ostvarenja kontinuiteta udvojeni srednji oslonci ostaju na razmaku od 22cm (fizički je nemoguće i neralno ostvariti čvor bez širine).

Nosači A i B su pri starosti od 28 dana postavljeni na oslonce i opterećeni sopstvenom težinom i okačenim opterećenjem u trećinama raspona. Kako je i bilo predviđeno, kod modela A je došlo do formiranja prslina usled opterećenja okačenim stalnim teretom, te su početni ugibi ovih nosača relativno veliki. Kontrolni modeli B, koji su krućeg poprečnog preseka i kontinualni nisu isprskali pri opterećenju. Ponašanje nosača je praćeno narednih 14 dana. Nakon toga se betonira čvor i gornji deo nosača A. Posle uklanjanja oplate prati se ponašanje modela u trajanju preko dve godine.

Pratećim istraživanjima karakteristika materijala ustanovljene su, pored standardnih karakteristika betona (čvrstoća na pritisak, zatezanje savijanjem i modul elastičnosti) i karakteristike tečenja i skupljanja posmatranih betona.



Slika 3. Dispozicija modela i opterećenja

3. 1 MERENE VREDNOSTI KARAKTERISTIKA MATERIJALA

U tabeli 1 prikazane su karakteristike betona CI i CII određene standardnim ispitivanjima na uzorcima pri starosti od 28 dana

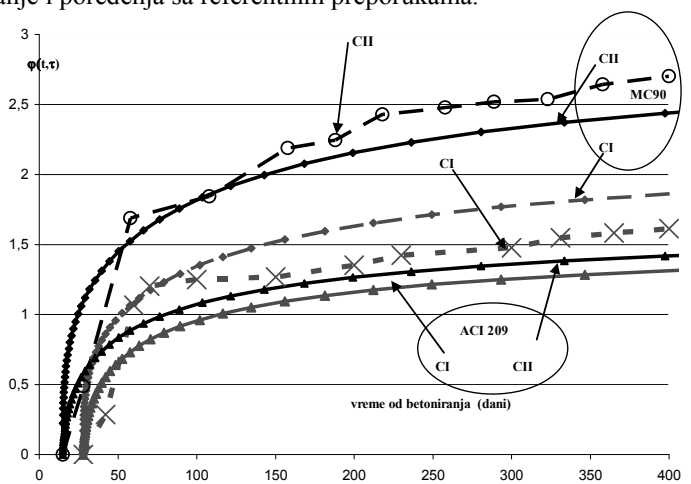
Tabela 1. Osnovne karakteristike upotrebljenih betona

beton	karakteristika	fck28(MPa)	fct28(MPa)	Eb28(GPa)
CI		36.6	4.53	29.5
CII		22.51	3.1	22.7

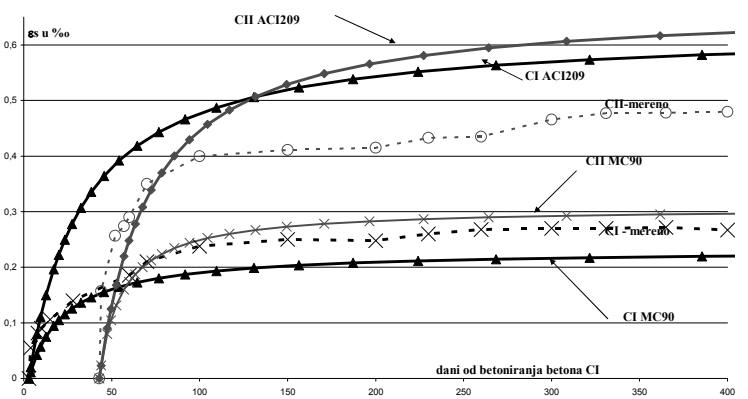
Za određivanje koeficijenta tečenja, betonske prizme 12x12x36cm, su u laboratoriji za reologiju betona, opterećivane pri odgovarajućoj starosti korišćenjem specijalnih sistema dvostrukih poluga. U istom prostoru, pod kontrolisanim termohgrometriskim uslovima nalazili su se i uzorci za određivanje skupljanja betona, kao i modeli greda. Dilatacija tečenja se određuje nakon isključenja uporedno izmerene dilatacije skupljanja, dok se koeficijent tečenja

određuje shodno definiciji koji je uobičajen u Američkoj praksi, kao odnos dilatacije tečenja i trenutno elastične dilatacije u trenutku opterećenja.

Na slikama 4 i 5 prikazan je razvoj merenog koeficijanta tečenja i skupljanja za obe vrste upotrebljenog betona. Takođe je prikazan i razvoj koeficienta tečenja i skupljanja prema predviđanjima MC90 (Evrokodu 2) i ACI209. Izmerene vrednosti koeficijenata tečenja prikazane su kao isprekidane linije. Uočava se da se CI ponaša negde između zakona MC90 i ACI209, dok se beton CII ponaša približno prema predviđanju MC90, u pogledu tečenja. Beton CI biva opterećen pri starosti od 28 dana (kako je to i prikazano na grafiku), dok beton CII prihvata opterećenje kao deo spregnutog preseka pri veoma maloj starosti (verovatno od 1- 3 dana). Merenje koeficijeta tečenja za beton CII vršeno je pri opterećenju od 15 dana radi uvida u njegovo kretanje i poređenja sa referentnim preporukama.



Slika 4 Merene vrednosti koeficijenta tečenja

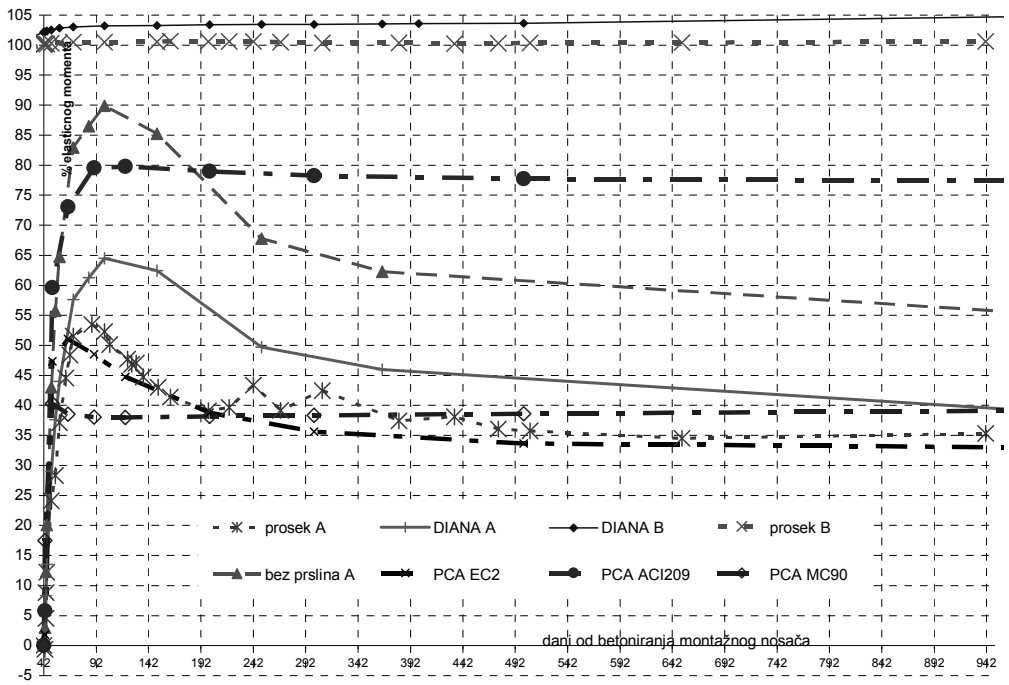


Slika 5 Merene dilatacije skupljanja

Kod oba betona se uočava se povećano skupljanje, koje je posledica sitnozrne strukture. Kako je vodocementni faktor za mešavinu CII od oko 0,5 njegovo skupljanje je izraženije, približavajući ga preporukama ACI209. U pogledu skupljanja beton CI bliži je MC90, dok je beton CII bliži ACI209.

3.2 MERENE KARAKTERISTIČNE VELIČINE NA MODELIMA

Na krajnjim osloncima su postavljeni, za tu svrhu specijalno napravljeni i baždareni mehanički dinamometri, da bi se praćenjem promene reakcije tokom vremena, registrovala promena oslonačkog momenta u ostvarenom kontinuitetu. Pored krajnje reakcije merene su dilatacije u betonu po visini preseka u sredinama raspona, u donjoj armaturi u sredini raspona i u gornjoj armaturi nad srednjim osloncem kao i ugibi sredina raspona. Ovde će biti komentarisane samo promene reakcije, kao uvid u stepen preraspodele, i promene ugiba.



Slika 6 Razvoj generisanog momenta u čvoru u% elastičnog rešenja

Promena krajnje reakcije kod modela A je značajna što ukazuje na značajnu redistribuciju presečnih sila, odnosno generisanje momenta u čvoru za kontinuitet. Uočava se nagli razvoj oslonačkog momenta u početnom periodu, kao posledica dominantnog diferencijalnog skupljanja. Treba naglasiti da je kod modela tipa A, došlo do formiranja slike prslina, što ima za posledicu smanjenu redistribuciju momenata. Na slici 5 prikazano je i kolika bi se preraspodela ostvarila da nije došlo do otvaranja prslina, korišćenjem analitičkog modela (o

čemu će biti reči kasnije). Kod modela B, beleži se neznatna promena reakcije što je inače posledica elastičnosti krajnjeg oslonca (deormacija dinamometra).

Tokom vremena se kod modela B beleži porast ugiba sa 0,235 na 0,62mm što odgovara koeficijentu tečenja od 2,64. U prvih 14 dana (što je uporedivo sa modelima tipa A) prirast ugiba iznosi oko 40%.

Ponašanje modela A je znatno drugačije od modela tipa B. Do značajnog porasta ugiba dolazi u prvih 14 dana (do uspostavljanja kontinuiteta). Početni ugibi (koji su značajni obzirom da se radi o isprskaloj prostoj gredi) u tom periodu rastu sa 7,6mm na 10,36mm (porast ugiba 36,3%). Nakon skoka koji je posledica težine sveže betonske mase gornjeg dela preseka, na 10,86mm, promena ugiba je veoma mala (usled razvoja negativnog momenat u čvoru za kontinuitet kao i sprezanja preseka) i ide do oko 12mm (porast od oko 10%).

4 TEORIJSKO REŠENJE PROBLEMA

U cilju rešavanja problema ststike kostrukcija, uz korišćenje integralnih veza između napona i deformacija betona linearne teorije tečenja, koriste se tri osnovna metoda:

- generalni numerički step-by-step metod,
- pojednostavljenje metode (diferencijalni oblik zakona tečenja, algebarske metode),
- direktna upotreba funkcije relaksacije.

Prvi metod je nepogodan za ''obične'' proračune, već zahteva upotrebu specijalizovanih software-a. Pojednostavljene metode mogu, u određenim slučajevima da daju sasvim upotrebljive rezultate sa stanovišta inženjerske prakse. Ovi postipci su ''krupno inkrementalni'', što znači da je čitav vremenski period podeljen u dva intervala: pre sprezanja i kontinuiranja i nakon sprezanja i kontinuiranja. Pojednostavljenim postupcima je moguće odrediti promenu oslonačkog momenta, što je i ključna veličina u razmatranom problemu. Pri tome se koristi veoma jednostavnan postupk baziran na Dishiger-ovom metodu, a preporučen od PCA. Ovaj metod se može opisati kroz sledeće dve jednačine:

$$M(t) = (Mp - Mg)(1 - e^{-(\varphi - \varphi_0)}) - \frac{3}{2} Ms \frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \quad \text{sa}$$

$$Ms = \varepsilon_{s,d} E_s A_s (y_{com,2} + \frac{d_s}{2})$$

Znak '+' predstavlja moment koji zateže donju stranu (Mp- moment u kontilualnom nosaču usled ekvivalentnog opterećenja od prethodnog naprezanja, Mg od stalnog opterećenja). Indeks 's' odnosi se na veličine ploče, a 'comp' na spregnuti presek. φ je koeficient tečenja, a φ_0 koeficijent tečenja do trenutka sprezanja i kontinuiranja. Karakteristike spregnutog preseka treba usvojiti za isprskali presek, ukoliko ima prslina. U ovom postupku, koji je veoma lako primeniti, značaj izabranih vrednosti koeficenata tečenja i dilatacija skupljnja može se uočiti na slici 6. Oučava se da ACI209 predlog daje gornju granicu, zbog dominantnog skupljanja. Najbolja aproksimacija se postuže upotrebom EVROCODE 2 predloga.

Pri upotrebi aplikacija koje rade numerički step-by-step postupak, u ovom slučaju je korišćena DIANA, diskretne vrednosti dilatacija tečenja i skupljanja se mogu aplicirati. Na taj način su dobivni rezultati prikazani na slici 6 sa oznakama DIANA. Pokazuje se da su i pri primeni ovakvih aplikacija od presudnog značaja upotrebljeni materijalni modeli. Uočava se veoma dobra korelacija između rezultata nelinearne analize i merenih vrednosti.

5 ZAKLJUČCI

Na osnovu obavljenih teorijskih i eksperimentalnih istraživanja u okviru ove disertacije u smislu ponašanja spregnutih armirano-betonskih linijskih, naknadno kontinuiranih nosača tokom vremena mogu se izvesti, sa inženjerske tačke gledišta, veoma upotrebljivi zaključci. Očekivano je, a to se eksperimentom i pokazuje, da se preraspodela uticaja odvija u pravcu uspostavljanja slike presečnih sila koje je moguće odrediti elastičnom analizom konačnog statičkog sistema sa opterećenjem iz prvobitnog statičkog sistema. Stepen preraspodele raste sa krutošću sistema, odnosno zavisi od razvoja slike prslina. Neisprskali nosači trpe veću preraspodeu. Međutim, stepen ove redistribucije, veoma zavisi od reoloških karakteristika upotrebljenog betona, kao i svih parametara koji na utiču na veličinu i razvoj ovih karakteristika. Diferencijalno skupljanje znatno utiče na razvoj negativnog momenta u čvoru za kontinuitet, te se može desiti da stepen preraspodele bude i veći od 100%(odnosno da se generiše moment veći od elastičnog rešenja). U tom smislu, ukoliko su montažni nosači od armiranog betona, poželjno je sprezanje obaviti ranije. Takav zaključak je, naravno, suprotan u slučaju prethodno napregnutih montažnih nosača, gde diferencijalno skupljanje ima kontra znak od uticaja od prethodnog naprezanja te smanjuje redistribuciju i po Američkim preporukama, ukoliko se kontinuiranje obavi nakon 90 dana o ovim efektima nije potrebno voditi računa. Parametarskom analizom u smislu izbora preseka dolazi se do zaključka da što je više odnos krutosti montažnog i naknadno betoniranog dela u korist montažnog nosača, to je preraspodela momenata je veća ali su ugibi u polju nosača manji. Povećanje količine pritisnute armature u polju nosača smanjuje i ugibe i stepen preraspodele. Konačno za preporuku je korišćenje uprošćenih metoda – PCA-metoda, uz varijaciju materijalnih karakteristika prema različitim preporukama, kako bi se u fazi projektovanja, kada su nepoznate stvarne reološke karakteristike betona, odredile gornja i donja granica stepena preraspodele.

LITERATURA :

[1] *Preraspodela uticaja kod naknadno kontinuiranih spregnutih armiranobetonskih nosača tokom vremena* /S. Mašović // Doktorska disertacija, Građevinski fakultet univerziteta u Beogradu, 2008, str 152

[2] *NCHRP REPORT 519:Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity*/ R.A.Miller, R. Castrodale, A. Mirmiran and M.Hastak // Transportation Research Board; Washington D.C., 2004, 201p.

[3] *Restraint Moment In Bridges With Full-Span Prestress Concrete Form Panels* /R.J.Peterman, J.A. Ramirez:, , PCI Journal Precast / Prestressed Concrete Institute , Vol. 43, No. 1,1988, p 54-64

[4] *Resolving Restraint Moments and Designing for Continuity in Precast Prestressed Concrete Girder Bridges/* McDonagh M.D., Hinkley K.B.// PCI Journal Precast / Prestressed Concrete Institute , Vol. 48 (2003), No. 4, pp 2-17

[5] *Nonlinear Continuity Analysis of Precast, Prestressed Concrete Girders with Cast-in-Place Decks and Diaphragms /*Mirmiran, A., Kulkarni, S., Castrodale, R., Miller, R., and Hastak, M.// PCI Journal Precast / Prestressed Concrete Institute, Vol. 46 (2001), No. 5., pp 60-80

[6] *Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual /*Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) “ ”, Second edition, Chicago, IL, 2003

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Zoran Brujić[1]

PRORAČUN VITKIH DVOOSNO SAVIJANIH AB STUBOVA

Rezime:

U radu je prikazan deo istraživanja koja su za cilj imala sagledavanje ponašanja vitkih dvoosno savijanih AB stubova u uslovima granične nosivosti. Predstavljeni su i kvalitativno i kvantitativno analizirani rezultati sprovedenog numeričkog eksperimenta dobijeni primenom opštih, numerički zahtevnih, proračunskih postupaka. Ovi rezultati su iskorišćeni za analizu mogućnosti aproksimativnog tretmana vitkih stubova u pojedinim koracima opšteg postupka. Pojedinačni aproksimativni koraci su grupisani u konkretne proračunske predloge približnog proračuna ove vrste elemenata i ispitani sa stanovišta tačnosti rezultata koje obezbeđuju i sa stanovišta pogodnosti praktične primene.

Ključne reči: AB stubovi, vitki stubovi, koso savijanje, interakcione površi, približni proračun.

DESIGN OF SLENDER RC COLUMNS SUBJECTED TO BIAXIAL BENDING

Summary:

The summary of the research, carried out in order to better understand the behavior of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending, when in ultimate limit states, is presented in the paper. The results of numerical experiment conducted, based on application of general, numerically demanding procedures, are presented and qualitatively and quantitatively analyzed. These results are used to investigate the possibilities of approximate treatment of slender columns in certain steps within general method. Separate simplifications are grouped into specific approximate design procedures and verified from the standpoint of accuracy provided and convenience of practical application.

Keywords: RC columns, slender columns, biaxial bending, interaction surfaces, approximate design.

[1] Dr, Docent, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

1 UVOD

Postupci proračuna AB elemenata, u praksi, još uvek baziraju na uticajima koji su proizašli iz analize konstrukcije prema teoriji I reda, dok se efekti materijalne nelinearnosti uvode na nivou dimenzionisanja preseka i ne utiču na preraspodelu naprezanja. Kod vitkih elemenata, pak, uticaj deformacije na naprezanja je značajan i neophodno je proračunsko obuhvatanje efekata II reda i ostalih fenomena deformacionog karaktera (tečenje betona, imperfekcije...).

U građevinskoj praksi je uobičajeno projektovanje horizontalno ukrućenih višespratnih konstrukcija, čime se postižu benefiti baš u smislu kontrole uticaja II reda. Korektno dispoziciono postavljena konstrukcija se u većini slučajeva može klasifikovati kao horizontalno nepomerljiva. Iako grubi, kriterijumi ovakve klasifikacije se moraju prihvatiti kao nužni, imajući na umu složene alternative nepogodne za primenu u praksi. Uticaji na krajevima stubova horizontalno nepomerljive konstrukcije nisu zavisni od efekata II reda, čime je omogućena njihova separatna analiza, kao izdvojenih elemenata: deformacija koja izaziva uticaje II reda se realizuje između nepomerljivih krajeva – lokalno, na nivou stuba. I pored toga, čak i kod jednoosno savijanih, proračunski tretman izolovanih elemenata nije jednostavan u praksi. U slučaju dvoosnog savijanja, kada se problem znatno usložnjava, odredbe standarda u velikoj meri ostaju nedorečene, a postupci proračuna se karakterišu nedoslednostima i/ili odsustvom jasne fizičke pozadine. Kako je primena opštih postupaka, kojima se dosledno primenjuju sve proračunske pretpostavke proračuna prema teoriji graničnih stanja nosivosti, još uvek visoko limitirana nedovoljnom „snagom“ današnje računarske tehnike, približni postupci proračuna se javljaju jedinom alternativom, a njihova formulacija i razvoj - potrebom.

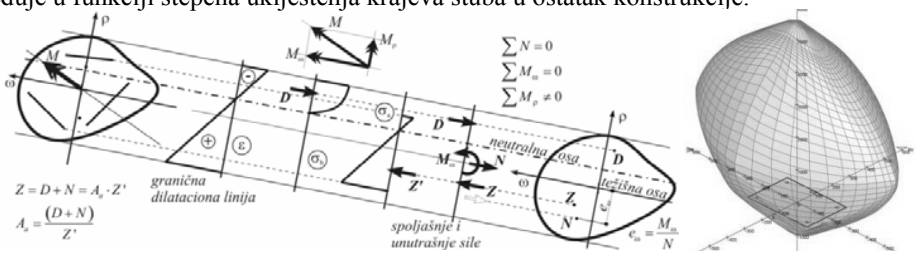
U radu je prikazan deo istraživanja sprovedenih u tom cilju [1]. Pri tome, analiza je zasnovana na odredbama datim u Evrokodu 2, a ograničena je na stubove pravougaonog simetrično armiranog preseka, zglobno vezane na nepomerljivim krajevima i opterećene aksijalnom silom konstantnog ekscentriciteta I reda, a zanemareni su efekti tečenja betona.

2 KOSO SAVIJANI PRESECI, JEDNOOSNO SAVIJANI STUBOVI

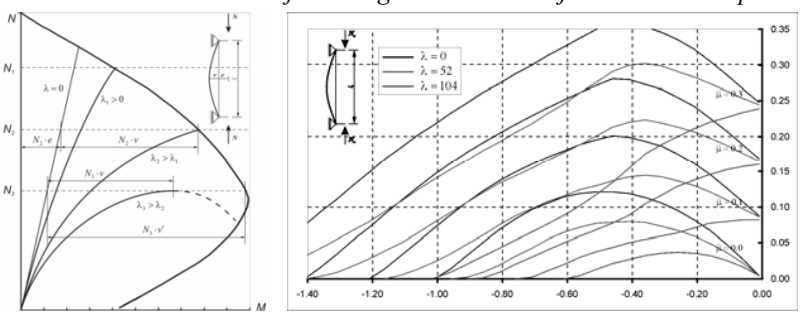
Ukoliko se napadna osa momenta savijanja ne poklapa ni sa jednom od glavnih osa inercije poprečnog preseka, presek je koso savijan, a pravac neutralne linije, θ, se ne poklapa ni sa jednom od glavnih osa, niti sa napadnom osom – od nje je otklonjen ka osi manjeg momenta inercije. Granična nosivost preseka poznate armature može biti definisana kao maksimalni moment M nekog napadnog ugla α (od ose većeg momenta inercije) pri određenoj vrednosti sile N. Rezultat može biti prikazan kao tačka u koordinatnom sistemu M_x–M_y–N, gde su M_x i M_y projekcije graničnog momenta na glavne pravce. Variranjem napadnog ugla i aksijalne sile formira se površ ovakvih tačaka – interakciona površi za predmetni presek (Slika 1, desno). Numerički, svakoj kombinaciji nagiba i položaja neutralne ose po visini odgovara jedna trojka spoljašnjih uticaja. Problem dimenzionisanja je složeniji i zahteva iterativno određivanje nagiba i položaja neutralne ose. Sam numerički postupak je jednostavan u postavci (Slika 1), a uprkos višestruko iterativnoj proceduri, današnji računari ih „daju“ trenutno.

Prirodu promene osetljivosti stuba na uticaje izazvane deformacijom je najlakše sagledati na dijagramu koji odgovara preseku stuba (Slika 2, levo). Sa povećanjem intenziteta sile, nelinearno se, osim za nultu vitkost, menja momenat. Za manje vitkosti lom se realizuje na graničnoj krivoj, gubitkom nosivosti kritičnog preseka. Za velike vitkosti, prirast spoljašnjeg momenta je brži nego što je to presek u stanju da prati prirastom unutrašnjeg momenta – granična ravnoteža je dostignuta pre iscrpljenja nosivosti preseka, gubitkom stabilnosti.

Interakcionom krivom preseka data je nosivost stuba nulte vitkosti, dok se stubovima ne-nultih vitkosti može pripisati pad momentne nosivosti u odnosu na nosivost preseka (Slika 2, desno; istovremeni prikaz za različite vitkosti i različite koeficijente armiranja preseka). Sam parametar osetljivosti – vitkost – predstavlja relativizovanu dužinu izvijanja stuba: načelno, razmak nultih tačaka momenta II reda. U praktičnim proračunima se, za dati stub, približno određuje u funkciji stepena uklještenja krajeva stuba u ostatak konstrukcije.



Slika 1 Ravnoteža sila za jedan nagib neutralne linije i interakciona površ



Slika 2 Promena granične nosivosti stuba sa promenom vitkosti

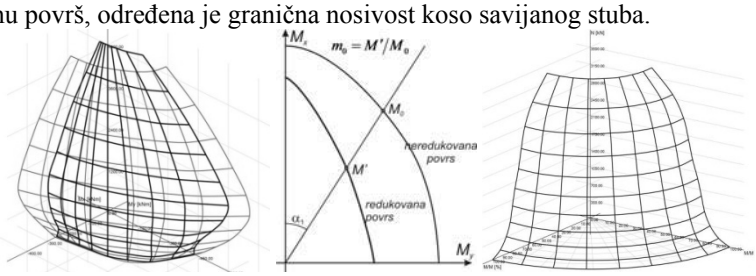
U Evrokodu su metode analize vitkih stubova klasifikovane u tri grupe: *opšti metod* koji može biti korišćen kao referentan za verifikaciju približnih postupaka; metode koje baziraju na korišćenju *nominalnih krutosti* elemenata, i; metode koje baziraju na *proceni krivine* kritičnog preseka i/ili njene raspodele. Opšti metod podrazumeva simultano obuhvatanje efekata geometrijske i materijalne (preko konstitutivnih zakona za materijale) nelinearnosti, kao i ostalih efekata kojima je određena deformacija (imperfekcije, tečenje...). Postupak proračuna rezultujućeg stanja je višestruko iterativan. Približni postupci zasnovani na nominalnoj krutosti su pogodni kod analize konstrukcijske celine i njima se nastoji proceniti moment savijanja II reda uvećanjem momenta savijanja I reda faktorom koji je posredno zavisan od procenjenih krutosti elemenata, preko vrednosti kritične sile određene za nominalne krutosti. Približni postupci bazirani na nominalnoj krivini su pogodni kod izolovanih stubova konstantne sile, a njima se određuje nominalni moment savijanja II reda na osnovu procene distribucije krivine duž stuba i njene maksimalne vrednosti u kritičnom preseku.

Kao posebna aproksimacija visoke tačnosti javlja se ***model-stub postupak***. Zasnovan je na izdvajanju konzolnog stuba polovine dužine izvijanja i na korišćenju egzaktne veze između momenta i krivine poprečnog preseka za poznatu silu – *m-n-k veza*, te na pretpostavljenom obliku izvijene ose stuba (sinusni polutalas, parabola...), čime je prirast ekscentriciteta II reda linearna funkcija krivine preseka u uklještenju. Numeričke analize su pokazale visok stepen tačnosti dobijenih rezultata i opravdanost uprošćenja predmetnim postupkom. Ipak, za praktičnu primenu, model-stub postupak nije jednostavan.

3 KOSO SAVIJANI VITKI STUBOVI

Standardima za proračun AB konstrukcija daju se samo gruba uputstva za proračun koso savijanih vitkih stubova. Opšti metod, naravno, može biti primenjen, ali je izuzetno računski zahtevna, pa se približne metode nameću kao neophodnost. Kao prva (i jedina) ideja u formulisanju aproksimacije nameće se odvojen proračun za svaki od pravaca, čime se zanemaruje simultanost savijanja oko dve glavne ose, a izostaje i fizička pozadina fenomena.

U slučaju koso savijanog stuba, umesto krivom (Slika 2, desno), granična nosivost stuba može biti prikazana interakcionom površi – *redukovana interakciona površ* – kojom su definisani granični uticaji I reda, čijim uvećanjem se stub dovodi u granično stanje, bilo gubitkom nosivosti, bilo gubitkom stabilnosti (Slika 3a). Jednoj neredukovanoj površi (površ za nultu vitkost) odgovara familija redukovanih za različite dužine stuba. Pogodno je relativizovati redukovanu površ neredukovanom na način da se odrede odnosi m_0 redukovanih i neredukovanih momenata savijanja, koji se nalaze na istom napadnom pravcu i odgovaraju istoj vrednosti aksijalne sile (Slika 3b). Dobijena površ je nazvana *relativizovana redukovana površ* (u daljem tekstu samo *relativizovana površ*) (Slika 3c). Njenim poznavanjem, uz poznatu neredukovanu površ, određena je granična nosivost koso savijanog stuba.

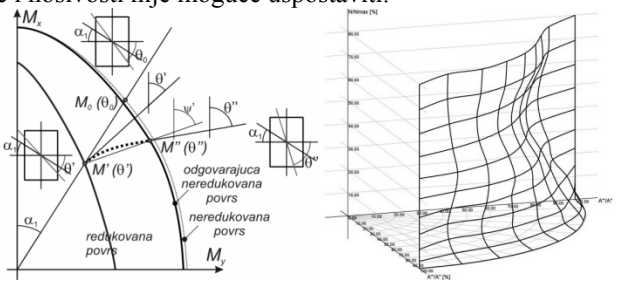


Slika 3 a) Neredukovana (odgovara preseku) i redukovana površ (odgovara stubu); b) Relativizovani moment savijanja; c) Relativizovana interakciona površ

U formi ***numeričkog eksperimenta***, za više stotina stubova koji se razlikuju u dimenzijama preseka, dužini, kvalitetu betona, načinu armiranja i količini armature, određene su redukovane površi opštim pristupom, kojim su simultano obuhvaćeni efekti materijalne i geometrijske nelinearnosti. Za zadat stub (presek, dužina, kvalitet materijala, količinu armature) određuje se naponsko-dilatacijsko stanje niza poprečnih preseka po dužini, a dvostrukom integracijom dobijene krivine, uz zadovoljenje konturnih uslova, i stanje ugiba. U sledećoj iteraciji, stanje ugiba uslovljava promenu momenata duž stuba, a iterativna procedura se okončava poklapanjem ugiba dve susedne iteracije ili lomom stuba. Korišćeni su konstitutivni zakoni dati u Evrokodu za proračun granične nosivosti, pri čemu su parcijalni koeficijenti sigurnosti za materijal usvojeni tako da odgovaraju stalnim i prolaznim proračunskim situacijama.

Rezultati numeričkog eksperimenta upoređeni su sa nekim rezultatima ***eksperimentalnih*** ispitivanja [3]. Konstatovana su ne mala odstupanja, a identifikovani razlozi za to su: proračunske pretpostavke kojima se grubo idealizuje stvarno ponašanje AB elemenata; odstupanja mehaničkih karakteristika; imperfekcije i greške eksperimentalnih rezultata... Upoređenje sila loma stubova opterećenih na kratkotrajno opterećenje je pokazalo relativno dobro poklapanje sa eksperimentalnim merenjima (±15%). Pokazalo se da se numeričkim proračunom precenjuje doprinos količine armature kojom su armirani preseci stuba. Konstatovana odstupanja po pitanju ugiba stuba, pa čak i pravca deformacije, su upitne relevantnosti, budući da se najveći njihov prirast realizuje neposredno pred lom, a niti

eksperimentalna merenja, niti numerički eksperiment, ne daju ove vrednosti. Najspornija stvar u ovoj analizi je uopšte mogućnost i opravdanost upoređenja ove dve grupe rezultata. Eksperimentalnim ispitivanjima je, zapravo, određeno granično eksploataciono stanje – kapacitet nosivosti elementa, a numeričkom procedurom – granično stanje nosivosti. Reč je o neskladu sa kojim se ova vrsta proračuna stalno sukobljava – jasnu relaciju između graničnih stanja eksploatacije i nosivosti nije moguće uspostaviti.



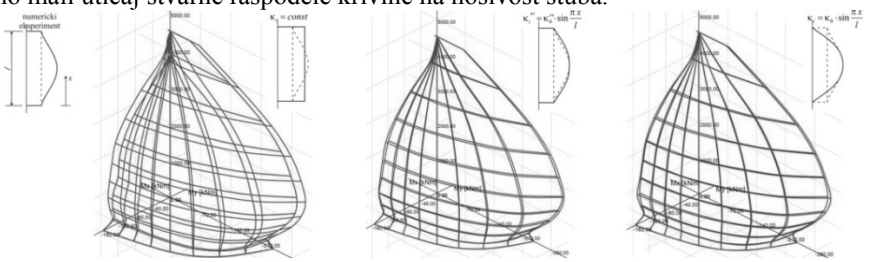
Slika 4 a) Korišćene oznake; b) Postupak nezavisnog tretmana pravaca (rezultat)

Numeričkim eksperimentom određene su redukovane interakcione površi. Jednom napadnom uglu α' ($tan\ \alpha' = M'_y / M'_x$) apliciranih maksimalnih uticaja I reda – (M'_x, M'_y, N) odgovaraju „uvećani" uticaji – (M''_x, M''_y, N). Na slici (Slika 4a), ovo je prikazano tačkama M' i M''. Kako prirast momenata nije pravca napadnog ugla, to je središnji presek u poslednjem konvergentnom stanju opterećen pod napadnim uglom α'' ($tan\ \alpha'' = M''_y / M''_x$). Preseku opterećenom uticajima I reda (M') odgovara nagib neutralne ose (ugao savijanja) θ', dok presek opterećen rezultujućim uticajima ima nagib neutralne linije θ''. Ovo su ujedno i uglovi kojima je definisan trend prirasta ugiba stuba – uglovi obeleženi sa φ. Tako će tangenta na zamišljenu putanju u tački M' biti upravo nagiba θ', a, kako je u neposrednoj okolini tačke M'' nagib neutralne linije θ'', to će nagib tangente na putanju u ovoj tački biti baš ovaj ugao. Pod terminom „otklon" ugla biće smatrana razlika ugla savijanja i napadnog ugla. Od interesa će biti otkloni I reda ($\theta'-\alpha'$), granični otkloni ($\theta''-\alpha''$) i ukupni otkloni ($\theta''-\alpha'$). Ukupni ugao savijanja uvek dodatno povećava otklon I reda. Na slici je obeležena i tačka M_0 na neredukovanoj površi koja odgovara napadnom uglu I reda α'. Fizički, ona predstavlja nosivost preseka pod datim napadnim uglom. Ugao savijanja koji ovoj tački odgovara je obeležen sa θ_0.

Jednom od sprovedenih analiza ispitana je tačnost kojom rezultira ***dekompozicija problema*** koso savijanog stuba na dva problema jednoosno savijanog. Pokazano je da se o ponašanju koso savijanih stubova ne može suditi samo na osnovu analize njegovog ponašanja kao jednoosno savijanog, bar ne na ovako jednostavan način. Ovakav zaključak je posebno slikovito prikazan dijagramima koji upoređuju potrebne količine armature kojima približni postupak rezultira: na dijagramu su u radijalnim pravcima naneti odnosi potrebnih količina armature koje se dobijaju kao rezultat primene postupka nezavisnog tretmana pravaca i stvarno potrebne armature (Slika 4b). Konstatovano je grubo aproksimiranje „stvarne" površi, ali su razlike izuzetno velike u zoni nižih intenziteta aksijalnih sila.

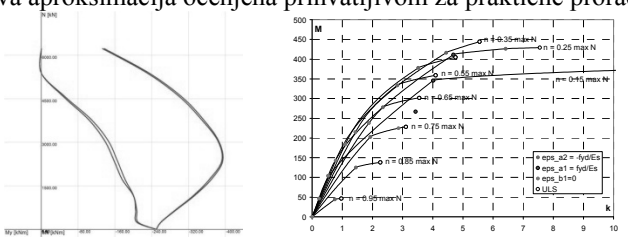
U okviru analize momenata savijanja ispitana je mogućnost uprošćenja opšte proračunske analize pretpostavljanjem oblika ***distribucije krivine*** po dužini stuba. Ispitana su tri zakona promene: konstantna vrednost ukupne krivine (zbir krivine I i II reda) po dužini stuba, sinusna distribucija krivine II reda i sinusna distribucija ukupne krivine. Kao mera tačnosti ovih aproksimacija posmatra se odstupanje rezultujućih redukovanih momenata savijanja (momenata I reda) od odgovarajućih određenih numeričkim eksperimentom.

Na primeru jednog stuba (Slika 5) date su redukovane interakcione površi dobijene primenom ovih aproksimacija, svaka zajedno sa referentnom redukovanom površi. Zaključeno je da sve tri ispitivane distribucije krivine po dužini stuba rezultuju praktično upotrebljivim rezultatima. Konstantnom distribucijom se ostvaruju najveće greške, ali i rezultati na strani sigurnosti. Sinusna distribucija krivine II reda, očekivano, rezultira najmanjim odstupanjima, ali i odstupanja koja odgovaraju sinusnoj distribuciji ukupne krivine, uprkos evidentnom grubom nepoklapanju krivina u zoni krajeva stuba, su vrlo mala. Ovakvi rezultati impliciraju i relativno mali uticaj stvarne raspodele krivine na nosivost stuba.



Slika 5 Redukovane interakcione površi za tri aproksimativne distribucije krivine

Dalje, ispitana je opravdanost primene ***model-stub postupka*** i mogućnosti njegovog daljeg uprošćenja u smislu određivanja jednoosnih nosivosti stuba. Kako je već i ranije naglašeno, primena model-stub postupka kod kojeg se koristi egzaktna *m-n-k* veza daje rezultate vrlo visoke tačnosti (dva primera su data dijagramom –Slika 6, levo). Kako je određivanje egzaktne *m-n-k* veze zametno, to je ispitana mogućnost primene njene aproksimacije. Iskorišćena je činjenica da krive ove veze imaju izražene prelome (karakteristične tačke), koji odgovaraju karakterističnim dilatacijskim stanjima (Slika 6b). Najjednostavnija mogućnost – spajanje ovih tačaka krive pravim odsečcima – nije rezultirala prihvatljivom tačnošću na nivou redukovanih momenata savijanja. Drugi pokušaj, kada je drugi segment veze aproksimiran krivolinijskim segmentom na način da ga prvi segment tangira je rezultovao visokim stepenom poklapanja, zbog čega je ovakva aproksimacija ocenjena prihvatljivom za praktične proračune.

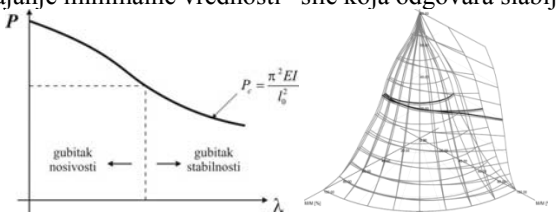


Slika 6 a)Rezultat primene model-stub postupka;b) Karakteristične tačke m-n-k veze

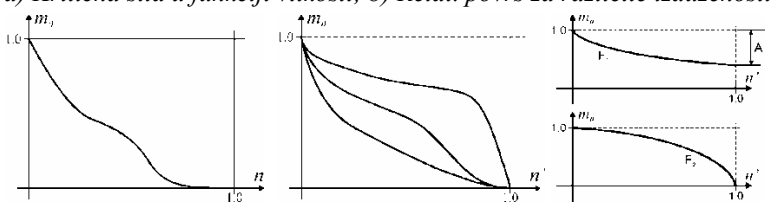
Pod ***kritičnom silom***, u ovim istraživanjima, podrazumeva se aksijalno opterećenje pod kojim stub, za neki napadni pravac, gubi momentnu nosivost. Njena vrednost je funkcija geometrijskih i mehaničkih karakteristika stuba, a kvalitativna promena u funkciji vitkosti je prikazana na Slika 7a. Manjim vitkostima odgovara lom gubitkom nosivosti, a većim, gubitkom stabilnosti, a granicu dve vrste loma je komplikovano odrediti čak i najopštijim pristupom. Ipak, obe vrste loma imaju za posledicu istu vrstu neprihvatljivosti, posmatrano iz tačke praktičnog interesa, zbog čega podatak o vrsti loma i ne mora biti od značaja.

Kada je reč o koso savijanom stubu, načelno, svakom napadnom pravcu odgovara jedna vrednost kritične sile. Najveću vrednost ima za jednoosno savijanje oko jače glavne ose i,

obrnuto, najmanju – oko glavne ose manjeg momenta inercije. Razlika ove dve je utoliko veća ukoliko je poprečni presek izduženiji. Prikazane su, Slika 7b, relativizovane površi za tri izduženosti preseka (1.0, 1.5 i 2.5). Zona „velikih" vrednosti kritične sile ograničena je samo na uski interval po napadnom uglu momenta savijanja, oko ugla $\alpha' = 0$ (savijanje oko jače ose). Imajući na umu neminovne imperfekcije geometrije i opterećenja, opravdano je i konzervativno, za praktične potrebe, zanemariti postojanje ove zone. U ostatku intervala, ka napadnom uglu $\pi/2$ (savijanje oko slabije ose), kritična sila se karakteriše relativno malom promenom, što implicira mogućnost usvajanja njene *jedinstvene vrednosti za stub*, za sve napadne uglove momenta. Potreba da usvojena uprošćenja obezbede konzervativnost proračuna nalaže usvajanje minimalne vrednosti –sile koja odgovara slabijem glavnom pravcu.



Slika 7 a) Kritična sila u funkciji vitkosti; b) Relat. površ za različite izduženosti preseka



Slika 8 a) Relativizovana nosivost; b) Normalizovane krive $m_o(n')$; c) Komponentne funkcije

Numerički, vrednost kritične sile nije lako odrediti. Posmatrajući krivu relativizovane jednoosne nosivosti (Slika 8a), teorijski gledano, sve krive postižu $m_0 = 0$ tek za $n = 1.0$. Zbog toga vrednost kritične sile, kao nivoa aksijalnog opterećenja pri kojem se *praktično* gubi momentna nosivost, u velikoj meri zavisi od načina njene numeričke definicije. Osim toga, osetljivost proračuna u zoni približavanja kritičnoj sili daje i veliku disperziju rezultata. Poznavanje kritične sile omogućava konstrukciju krivih u koordinatnom sistemu m_0–n', čime bi sve relativizovane krive bile svedene u isto polje relativnih vrednosti – između 0 i 1 po obe ose (Slika 8b). Pri tome je n' odnos aksijalne sile i kritične (n/n_c). Postupak određivanja kritične sile je sproveden numeričkim fitovanjem krivih relativizovane nosivosti analitičkom koja je proizvod dve komponentne funkcije prikazanog oblika (Slika 8c). Numerički, favorizovanjem poklapanja za veće vrednosti sile, nakon konstatacije malog uticaja izduženosti preseka, aproksimirane su krive promene kritične sile funkcijom oblika:

$$n_c = (2/\pi) \cdot \arctan(C/l^2), \quad l = L/d \,. \tag{1}$$

Ovde je: L – dužina stuba, d – odgovarajuća visina preseka (manja), l – parametar vitkosti. Izabrana funkcija ima pogodne karakteristike: jedinstvena je na celom domenu, ima jediničnu vrednost za nultu vitkost, asimptotski se približava nuli, te *Euler*-ovoj krivoj. Dodatno i oblik krive kvalitativno odgovara numerički dobijenom. Izbegnuto je određivanje granice dve vrste loma, a rezultat numeričkog fitovanja je vrednost konstante $C = 950$.

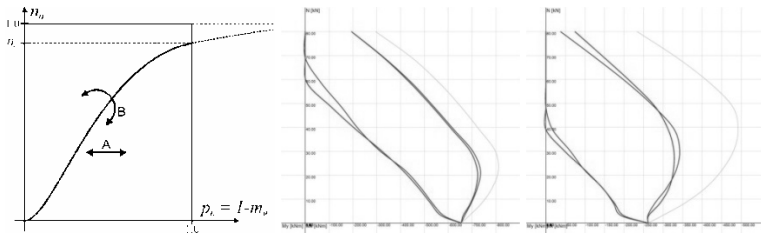
Sa poznatom kritičnom silom, kao konstantom stuba, analizirana je mogućnost aproksimativnog ***direktnog određivanja jednoosnih nosivosti stuba***, kao alternative opštem ili

model-stub postupku. Učinjeno je to putem numeričke aproksimacije krive relativizovane nosivosti. U tom smislu prethodna funkcija se nije pokazala pogodnom na celom intervalu po n', nego je kao najprihvatljiviji sa stanovišta jednostavnosti primene i tačnosti, nakon brojnih pokušaja, prepoznat sledeći dvoparametarski izraz (Slika 9, levo):

$$p_0 = 1 - m_0 = A \cdot (\tan(0.5 \cdot \pi \cdot (1 - n_0)))^{-B},\ A = P \cdot \ln((l/Q)^2 + 1),\ B = 0.6 \cdot \left(1 + \bar{d}\right) \cdot f^{0.35}. \quad (2)$$

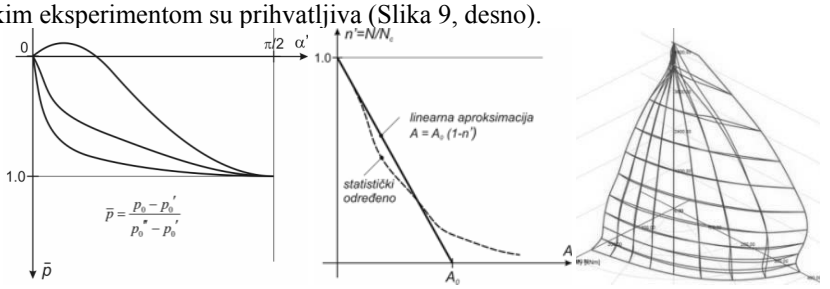
Veličina p_0 je nazvana relativni pad nosivosti. Numeričkom analizom određeno je:

$$P = 1.44 \cdot \left(1 - \bar{d}\right) \cdot f^{0.5},\ Q = 27.14 \cdot f^{0.35},\ \bar{d} = 0.0375 \cdot \left(d/b - 1\right),\ f = \mu \cdot f_{yd} / f_{cd}. \quad (3)$$



Slika 9 Usvojeni oblik aproksimacije nosivost i rezultat njene primene (red. nosivost)

Prateći izrazi su određeni numeričkom analizom. Iako se ne odlikuju sažetošću, a i aproksimacija je relativno grubo postavljena, odstupanja približnih od vrednosti određenih numeričkim eksperimentom su prihvatljiva (Slika 9, desno).



Slika 10 a) Normiranje relativnog pada nosivosti; b) Linearna aproksimacija zavisnosti A(n'); c) Redukovana aproksimirana površ

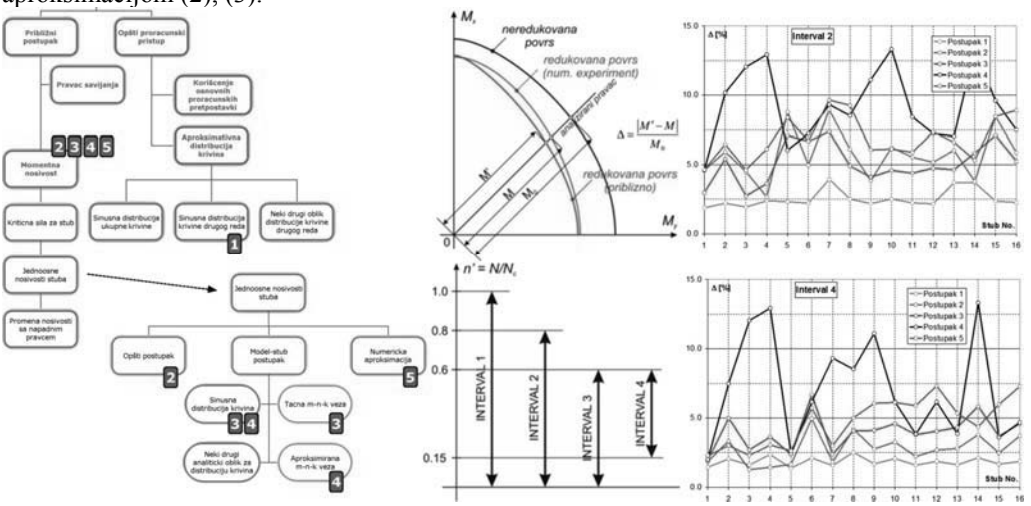
Konačno, kao poslednji korak aproksimacije, ispitana je mogućnost aproksimativnog definisanja ***promene momentne nosivosti sa promenom napadnog ugla*** spoljašnjeg momenta savijanja. Neka su redukovane relativne nosivosti za dva glavna pravca obeležene sa m_0', za $\alpha' = 0$, i m_0'', za $\alpha' = \pi/2$, a njima odgovarajući padovi nosivosti: p_0' i p_0''. Normirani relativni pad nosivosti, za jednu silu, može biti definisan na prikazan način (Slika 10a). Potvrđena je mogućnost aproksimacije promene ovako definisanog parametra stepenom funkcijom (4), a promena eksponenta A sa silom je grubo aproksimirana linearnom funkcijom (Slika 10b):

$$\bar{p} = \left(2 \cdot \alpha' / \pi\right)^A,\ A = A_0 \cdot \left(1 - n'\right),\ A_0 = 2.3 \cdot \left(d/b - 1\right)^{-0.75} \cdot e^{-l/25} \quad (4)$$

Parametar A_0 je konstanta stuba, a dati izraz je posledica statistički bazirane analize, kojom je doveden u funkciju veličina koje ga u najvećoj meri određuju: vitkost stuba i izduženost poprečnog preseka. Primenom ovakve aproksimacije postignut je visok stepen poklapanja aproksimativnih redukovanih površi sa onima određenim opštim postupkom (Slika 10c).

Na osnovu sprovedenih analiza i ispitanih mogućnosti pojednostavljenja pojedinih koraka opšteg proračunskog pristupa, formulisano je ***pet približnih proračunskih postupaka***, Postupci

1 do 5, različitog nivoa tačnosti i pogodnosti praktične primene (Slika 11, shema). *Postupak 1* se od opšteg razlikuje samo u aproksimaciji distribucije krivine II reda sinusnim zakonom. Ostali postupci su bazirani na istoj ideji: nakon određivanja jednoosnih nosivosti stuba za dva glavna pravca i približnog određivanja kritične vrednosti aksijalne sile, korišćenjem numeričke aproksimacije, određuje se promena nosivosti stuba sa promenom napadnog ugla. Međusobno se razlikuju u načinu određivanja jednoosne nosivosti, a određivanje kritične sile i distribucija nosivosti sa promenom napadnog ugla je implementirana na identičan način. Kod *Postupka 2*, jednoosne nosivosti se određuju opštim proračunskim pristupom, a kod *Postupaka 3 i 4* – model-stub metodom baziranom na tačnoj (*Postupak 3*), odnosno aproksimiranoj (*Postupak 4*) vezi *m-n-k*. Konačno, kod *Postupka 5*, jednoosne nosivosti se određuju direktnom numeričkom aproksimacijom (2), (3).



Slika 11 Približni postupci

Izabran je reprezentativni set od 16 stubova na kojem je ispitivana tačnost postupaka. Za svaki, dobijeni rezultati su upoređeni sa referentnim rezultatima numeričkog eksperimenta. Poređenje je sprovedeno na način da su registrovana maksimalna relativna odstupanja redukovanih interakcionih površi određenih aproksimativnim postupkom od redukovanih površi obezbeđenih opštim pristupom. Apsolutna odstupanja su relativizovana odgovarajućom vrednošću neredukovanog momenta savijanja, Δ, a maksimalna odstupanja su registrovana u četiri intervala po relativnoj aksijalnoj sili – n' (Slika 11, sredina). Već za interval 2, svi približni postupci osim postupka 4 se, sa maksimalnom greškom svrstavaju ispod 10%, što je usvojeno kao kriterijum prihvatljivosti. Rezultati, za reprezentativni set, su, za dva intervala, prikazani na dijagramima (Slika 11, desno). Do istih zaključaka dovela je i analiza poklapanja bazirana na koeficijentu determinacije.

4 ZAVRŠNA RAZMATRANJA I ZAKLJUČCI

Modeliranje ponašanja vitkih dvoosno savijanih stubova je, numerički, izuzetno zahtevno, a primena opštih proračunskih postupaka još uvek ograničena samo na potrebe istraživanja i razvoja približnih postupaka proračuna. Ipak, dvoosno savijani stubovi su redovno prisutni u

konstrukcijama visokogradnje i problem njihovog preciznijeg proračunskog tretmana je stalno aktuelan. Otud, razvoj približnih postupaka za njihov proračun se može smatrati nužnošću.

U radu su sumirana opsežna numerička istraživanja koja su za cilj imala sagledavanje ponašanja vitkih stubova u stanju granične nosivosti, identifikaciju uticaja najznačajnijih parametara. Počev od opšteg proračunskog postupka, razmatrane su brojne mogućnosti aproksimacije pojedinih njegovih koraka jednostavnijim i manje zahtevnim. Na osnovu ovoga, nakon formulacije konkretnih postupaka približnog proračuna, pokazana je mogućnost definicije pojednostavljenog proračuna ove vrste elemenata.

Analizirano je pet proračunskih procedura, koje se razlikuju u broju primenjenih nezavisnih aproksimacija, time i stepenu tačnosti, i pogodnosti za praktičnu primenu. Opšti proračunski postupak kod kojeg je analitički jednostavnim zakonom aproksimirana distribucija krivine preseka (Postupak 1), očekivano rezultira vrlo malim odstupanjima od referentnih, ali je njegova primena onemogućena obimnošću. Postupak 2, s obzirom da koristi tačan oblik krivih jednoosnih nosivosti, greškom u krajnjim rezultatima ukazuje na netačnost jedine primenjene aproksimacije – distribucije nosivosti sa promenom napadnog ugla. Kako primena model-stub postupka kod jednoosno savijanih stubova rezultira krivama jednoosne nosivosti koje malo odstupaju od odgovarajućih neaproksimiranih, to je, očekivano, Postupak 3 sličnog (nešto manjeg) nivoa tačnosti. Primena model-stub postupka čini Postupak 3 u značajnoj meri manje zahtevnim od prethodnog. Rezultati Postupka 4, kod kojeg je *m-n-k* zavisnost aproksimirana, su, neočekivano, pokazali značajna odstupanja i klasifikovali ga kao neprimenljiv. Konačno, Postupak 5, koji se karakteriše numerički grubo aproksimiranom zavisnošću koja definiše jednoosnu nosivost stuba, daje rezultate čija su odstupanja u prihvatljivim granicama, a nešto veća od onih konstatovanih za Postupke 2 i 3. Numerički posmatrano, reč je o najmanje zahtevnom postupku, a njegova primena nije uslovljena korišćenjem softverskih alata.

Svi navedeni postupci se karakterišu mogućnošću algoritamskog predstavljanja (programabilnošću), te svaki od njih može biti sastavnim delom odgovarajućeg specijalizovanog softvera. Svaka od implementiranih aproksimacija je imala za cilj obezbeđenje rezultata koji u statističkom smislu najviše odgovaraju referentnim rezultatima. Odstupanja nisu nužno na strani sigurnosti, pa samim tim ni analizirani postupci se ne karakterišu konzervativnošću a priori.

Na osnovu ovakvih zaključaka, za praktičnu primenu se izdvajaju Postupak 3 i Postupak 5, svaki sa svojim domenom: Postupak 3 se odlikuje optimalnim balansom mogućnosti primene kao softverskog alata i tačnosti rezultata koje obezbeđuje, a Postupak 5 rezultira, još uvek, za praksu, dovoljno tačnim rešenjima, a ne zahteva primenu iterativnih procedura.

Iako su sprovedena istraživanja limitiranog domena, sva uvedena ograničenja su uobičajena za veliku većinu dosadašnjih istraživanja ovakve vrste elemenata, a i ovako koncipirana analiza može biti praktično iskorišćena, makar uz uvođenje dodatnih aproksimacija i konzervativnosti.

LITERATURA

[1] *Analiza granične nosivosti vitkih dvoosno savijanih AB stubova* / Z. Brujić // Doktorska teza, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2008, 360 str.

[2] *Evrokod 2;Proračun betonskih konstrukcija; Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade* / Evropski standard // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2006.

[3] *Prilog analizi vitkih armiranobetonskih elemenata sa kosim savijanjem* / R. Zejak // Doktorska disertacija, Građevinski fakultet Univ. u Beogradu, Beograd, 2002., 183 str.

UVODNA IZLAGANJA

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Mihaela Zamolo[1]

GRAĐEVNI MATERIJALI - PROIZVODI

Rezime:

Uloga građevnih materijala/proizvoda u zadovoljavanju bitnih zahtjeva za građevinu je presudna. Građevni proizvodi moraju zadovoljiti zahtjeve Direktiva za građevne proizvode 98/106/EEZ i zahtjeve norma za projektiranje konstrukcija (eurokodovi). Nacionalno zakonodavstvo i normizacija, usklađena s pravnom stečevinom EU treba stvoriti pretpostavke projektiranja konstrukcija i odabira građevnih proizvoda sukladnih harmoniziranim tehničkim specifikacijama, tako da građevina zadovolji primjerene bitne zahtjeve. Građevnim proizvodima na europskom gospodarskom tržištu mora biti osiguran slobodni protok.

Ključne riječi: građevni proizvodi, Direktiva, tehničke specifikacije, eurokodovi

CONSTRUCTION MATERIALS - CONSTRUCTION PRODUCTS

Summary:

The role of construction materials/products is of tremendous importance in satisfying essential requirements for construction works. Constructions products shall comply with requirements of Directive 98/106/EEC and with requirements of standards for structural design (Eurocodes). National legislation and standardization harmonized with *acquis communautaire* of the EU should generate presumptions for structural design and construction material selection in conformity with harmonized technical specifications so that construction works can satisfy appropriate essential requirements. Construction products shall have free access to the EEA.

Key words: Construction products, Directive, Technical specifications, Eurocodes

[1] mr.sc., savjetnik Institut IGH, odgovorna osoba za IGH Cert i IGH TD, viši predavač TVZ, Zagreb, RH

1 UVOD

Građevni materijali u konstrukciji značajno utječu na krutost, nosivost, duktilnost i trajnost konstrukcije. Moraju imati određena svojstva koja osiguravaju da građevina u koju su ugrađeni zadovoljava primjerene bitne zahtjeve. Koja su to svojstva ovisi o konačnoj uporabi proizvoda, odnosno o namjeni građevine, a to određuje projektant.

Proizvodi su materijali koji se proizvode prema određenoj harmoniziranoj tehničkoj specifikacije u skladu s Direktivom za građevne proizvode 89/106/EEZ (engl. Construction Product Directive, CPD). Pretpostavka da građevina zadovoljava bitne zahtjeve je da su u nju ugrađeni proizvodi sukladni određenoj tehničkoj specifikaciji.

Zakonodavstvo države određuje zahtjeve i načela kojima se osigurava dovoljna pouzdanost konstrukcija i sukladnost proizvoda, uz definiranje bitnih zahtjeva za građevinu i svojstva proizvoda u odnosu na namjenu, te zakonske okvire za područje projektiranja konstrukcija i ocjenjivanja sukladnosti proizvoda, a sve usklađivanjem s pravnom stečevinom EU.

2 PRAVNA STEČEVINA EU

Pravna stečevina (franc. acquis communautaire) predstavlja cjelokupno pravo EU prema kojem se moraju uskladiti nacionalna zakonodavstva.

Načela Novog pristupa i Općeg pristupa postavljena su 1985. do 1993. godina, a dokumenti doneseni 2008. godine su dopuna i revizija prethodnih, odnosno poboljšavaju primjenu direktiva novoga pristupa.

2.1 DOKUMENTI NOVOG I OPĆEG PRISTUPA

Rezolucija Vijeća o Novom pristupu tehničkom usklađivanju i normama (85/C136/01) (engl. New Approach, NA) određuje četiri temeljna načela:

- zakonodavno usklađivanje, preko direktiva, bitnih zahtjeva za sigurnost s kojima moraju biti sukladni proizvodi[2] da se ostvari slobodan protok proizvoda u Zajednici
- tehničke specifikacije za proizvode izrađuju mjerodavne normizacijske organizacije[4]
- tehničke specifikacije nisu obvezne i zadržavaju status dragovoljnih norma
- nacionalne vlasti su obvezne priznati pretpostavku da su proizvodi sukladni s harmoniziranim normama[4] sukladni s bitnim zahtjevima Direktive[3].

Rezolucija Vijeća o Općem pristupu ocjeni sukladnosti (90/C10/01) (engl. Global Approach, GA) daje glavna načela europske politike ocjenjivanja sukladnosti:

- zakonodavstvo Zajednice treba osigurati uvođenje modula za ocjenjivanje sukladnosti[4] i postavljanje kriterija za primjenu, te kriterije za imenovanje i prijavljivanje tijela za ocjenjivanje sukladnosti i uporabu CE oznake
- države članice trebaju promicati opće zahtjeve europskih norma za osiguravanje kvalitete (EN 29000) i zahtjeve koje moraju zadovoljiti tijela (EN 45000) te uspostavu sustava ovlašćivanja.

Odluka Vijeća o modulima za različite faze ocjenjivanja sukladnosti i pravila za stavljanje i uporabu CE znaka sukladnosti (93/465/EEC) daje postupke ocjene sukladnosti preko modula[4], navodi pravila o postavljanju CE oznake sukladnosti i propisuje CE znak.

[2] Nije u cijelosti primjenjivo za građevne proizvode, vidi t. 2.1.1

[3] Proizvođač ne mora proizvoditi sukladno normama, ali tada mora dokazati da su proizvodi sukladni s bitnim zahtjevima

2003. godine Vijeće je priznalo važnost Novoga pristupa kao prikladnog i djelotvornog modela zakonskog uređivanja koji omogućuje tehnološke novine i jača konkurentnost europske industrije, te je potvrdilo primjenu načela na nova područja, i potrebu za jasnijim okvirom za ocjenjivanje sukladnosti, akreditaciju i nadzor nad tržištem, donošenjem novih dokumenata.

Uredba (EC) br.764/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća utvrđuje postupke za primjenu određenih nacionalnih tehničkih pravila na proizvode koji se zakonito prodaju u drugoj državi članici i koja povlači Odluku o tumačenju i uputama o postupku prijavljivanja (notifikacije).

Uredba (EC) br.765/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća utvrđuju zahtjeve za akreditaciju i nadzor nad tržištem koji se odnose na stavljanje na tržište proizvoda i koja povlači Uredbu o usklađenosti pravila za sigurnost proizvoda iz trećih država[4].

Odluka (EC) br.768/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća daje opći okvir za stavljanje na tržište proizvoda i njom se povlači Odluka Vijeća 93/465/EEC.

2.1 DIREKTIVA ZA GRAĐEVNE PROIZVODE (CPD)

Direktiva za građevne proizvode odnosi se na skupinu građevnih proizvoda kojima se osigurava zaštita života zdravlja ljudi i životinja, te zaštita okoliša. Primjenjuje se na građevne proizvode ako se na njih odnose bitni zahtjevi za građevine. Građevnim proizvodom, u smislu Direktive, smatra se svaki proizvod koji je namijenjen za trajnu ugradnju u građevinu.

2.1.1 Posebnosti vezane za građevne proizvode koje proizlaze iz Direktive

U Direktivi se definiraju bitni zahtjevi, harmonizirane tehničke specifikacije i potvrđivanje sukladnosti, te sve vezano uz ove tri osnovne cjeline. Postoje razlike koje građevne proizvode „izdvajaju“ od drugih proizvoda iako je CPD direktiva Novog pristupa.

Prva razlika je da se bitni zahtjevi odnose na građevinu a ne na proizvode. Slijedom toga doneseni su Interpretativni (Temeljni) dokumenti (šest, tj. koliko ima i bitnih zahtjeva) u kojima se definiraju svojstva proizvoda koja moraju biti takva, da kad se ti proizvodi ugrade u građevinu, ona zadovoljava pojedini bitni zahtjev, odnosno sve koji su za određenu građevinu relevantni.

Druga razlika odnosi se za tehničke specifikacije. Za građevne proizvode to nisu samo harmonizirane europske norme (u tekstu hEN, nije oznaka na normi) već i europska tehnička dopuštenja (engl. European Technical Approval, ETA)[5]. Zašto tehnička dopuštenja? Postoje proizvodi za koje nisu izrađene, niti se izrađuju, harmonizirane europske norme ili značajno odstupaju od norme. ETA je pozitivna ocjena upotrebljivosti proizvoda za predviđenu namjenu osnovana na ispunjenju bitnih zahtjeva za građevinu u kojoj se proizvod upotrebljava.

Treća razlika su sustavi potvrđivanja sukladnosti[6] (engl. Attestation of Conformity, AoC), termin koji se rabi u CPD-u, a ocjenjivanje sukladnosti nije uređeno pomoću modula iz Općeg pristupa već brojčanim oznakama sustava potvrđivanja (1+, 1, 2+, 2, 3 i 4) uz koje su definirani zadaci proizvođača, prijavljenog tijela, dokumenti koji se izdaju i oznaka sukladnosti. Za pojedini proizvod sustav potvrđivanja naveden je u Dodatku ZA harmonizirane norme ili u ETA-u. Sustav je odredila EC u momentu kada je dala mandat (narudžbu) za izradu harmonizirane norme ili smjernice za izradu ETA-a. (engl. European Technical Approval Guideline, ETAG)

---

[4] Države izvan EEA

[5] Šire: sve norme i nacionalna tehnička dopuštenja

[6] Prilog 1 Smjernice K za primjenu Direktive

Zašto postoje razlike u odnosu na ostale proizvode za koje postoje direktive Novog pristupa? Proizvodi moraju biti odmah uporabljivi i sigurni u odnosu na život, zdravlje i zaštitu okoliša, jer ih na tržištu kupuju nestručne osobe, što uglavnom nije slučaj s građevnim proizvodima. Mali broj građevnih proizvoda je na tržištu, oni uglavnom dolaze direktno na gradilište. Stručnjaci - projektanti, odabiru i definiraju svojstva proizvoda da bi se zadovoljili bitni zahtjevi za građevinu. Kupci su također stručne osobe, izvođači, koji na temelju projekta naručuju proizvod i odgovorni su za proizvod od momenta preuzimanja na gradilištu do ugradnje i uporabe građevine. Uporabljivost proizvoda nužno ne proizlazi iz sukladnosti proizvoda, već je vezana za projekt građevine u koju se proizvod ugrađuje. Deklarirana[7] svojstva moraju odgovarati onima iz projekta.

2.1.1 Potvrđivanje sukladnosti i inspekcija

Proizvodi koji su sukladni harmoniziranim tehničkim specifikacijama moraju biti označeni CE oznakom, ostali mogu biti označeni nacionalnom oznakom sukladnosti. Proizvodima sa CE oznakom osiguran je slobodan protok na Europskom gospodarskom prostoru (engl. European Economic Area, EEA), što je cilj Zajednice. Da bi se to ostvarilo potrebno je provesti potvrđivanje sukladnosti za sve proizvode na temelju Direktive. Sustav potvrđivanja proizlazi iz rizika proizvoda u odnosu na bitne zahtjeve, vrstu proizvoda, utjecaj promjenljivosti svojstva proizvoda na uporabljivost i sklonost greškama u proizvodu/ proizvodnji. Za potvrđivanje sukladnosti proizvođač mora imati vlastitu kontrolu ili uz vlastitu i kontrolu ovlaštenog tijela, a kao rezultat pozitivne ocjene potvrđivanja proizvođač izdaje izjavu o sukladnosti i označuje proizvod.

U Direktivi definirane su radnje potvrđivanja i dokumenti koje izdaje ovlašteno tijelo[8] i proizvođač: U Smjernici K[9] dani su sustavi potvrđivanja s brojčanim oznakama, a navodi se i certifikat tvorničke kontrole proizvodnje.

Definirana su tijela za potvrđivanje koja moraju biti ovlaštena i moraju ispunjavati minimalne uvjete u odnosu na osoblje, odgovarajuća sredstva i opremu. Moraju imati tehničku kompetentnost i poslovni integritet, nepristrano rukovodeće i tehničko osoblje, čuvati poslovnu tajnu i biti osigurana od odgovornosti. Način prijavljivanja je definiran u drugom dokumentu Zajednice.

U Direktivi se navodi i potreba sudjelovanja tržišne inspekcije (engl. Market Surveillance) koja osim u svoje ime djeluje i na temelju prigovora, reklamacija ili prijava kupaca (izvođača). Snažna je potpora potvrđivanju sukladnosti i stavljanju na tržište i uporabu proizvoda koji zaista imaju deklarirana svojstva.

3 NACIONALNO USKLAĐIVANJE

Svaka država članica, ili ona koja to želi postati, treba uskladiti svoje zakonodavstvo sa pravnom stečevinom EU. Dokumenti Zajednice iz točke 2 transponiraju se u horizontalne i vertikalne zakone, a dijelom[10] se direktno primjenjuju, npr. uredbe[11].

---

[7] Svojstva koja objavljuje proizvođač

[8] Certifikat o sukladnosti proizvoda; certifikat tvorničke kontrole proizvodnje nije naveden, izjava o sukladnosti

[9] Smjernica K za primjenu Direktive (Smjernice A do M, izdaje EC)

[10] To vrijedi samo za države članice

[11] „Uredba u cijelosti obvezuje i neposredno se primjenjuje u svim državama članicama." (citat iz uredbe)

Horizontalni zakoni predstavljaju uspostavljanje interakcije tehničkog zakonodavstva, mjeriteljstva, normizacije i akreditacije unutar cjelovitog i povezanog sustava infrastrukture kvalitete. Zakonsko uređivanje odnosi se i na uspostavu okvira za potvrđivanje (ocjenjivanje) sukladnosti i nadzor nad tržištem. To je zadatak zakonodavne i izvršne vlasti države.

Svaka država članica obvezuje se na donošenje nacionalnih norma kojima se prihvaćaju harmonizirane europske norme, te na prihvaćanje europskih tehničkih dopuštenja.

3.1 ZAKONODAVSTVO ZA GRAĐEVNE PROIZVODE

Države su obvezne osigurati projektiranje i izvedbu građevina (zgrada i inženjerskih građevina) tako da sigurnost ljudi, domaćih životinja i dobara ne bude ugrožena, te da se poštuju ostali bitni zahtjevi u interesu općeg dobra. Obvezuju se na zakonodavno usklađivanje bitnih zahtjeva, a Direktiva se transponira u zakon i/ili podzakonske akte.

Vertikalni zakoni vezani za Direktivu i osiguranje potrebnih mjera za proizvode stavljene na tržište i/ili uporabu (gradilište) osiguravaju da građevina u koju će se takav proizvod ugraditi, sklopiti, primijeniti ili montirati, ako je ispravno projektirana i izvedena, zadovoljava primjerene bitne zahtjeve.

U zakonu se osim bitnih zahtjeva definira i nivo sigurnosti konstrukcija. Bitni zahtjevi definiraju se onako kako su dani u CPD-u, a u propisima su detaljno obrađeni za pojedini bitni zahtjev i vrstu konstrukcije. Sigurnost konstrukcija osigurana je primjenom norma za projektiranje (eurokodovi) i odabirom građevnih proizvoda koji su sukladni određenim tehničkim specifikacijama. Na norme za projektiranje i norme za građevne proizvode najčešće upućuje propis ili koji drugi zakonski dokument države. Države primjenjuju eurokodove kao svoje nacionalne norme s primjenom nacionalnih dodataka (engl. National Annexes, NA).

Najčešće, zbog razlika navedenih u t. 2.1.1, posebni propisi daju odredbe za potvrđivanje sukladnosti i nadzor nad građevnim proizvodima, a ne propisi iz grupe horizontalnih zakona.

3.2 TEHNIČKE SPECIFIKACIJE ZA GRAĐEVNE PROIZVODE

Harmonizirane tehničke specifikacije su harmonizirane europske norme i europska tehnička dopuštenja. Izrađeno je oko 380 hEN (predviđeno je 600) i doneseno je oko 2000 ETA-a (ETA za jedan proizvod i jednog proizvođača). Harmonizirana norma osim definirah svojstava za proizvod sadrži u Dodatku ZA odredbe zahtjeva iz CPD-a. Norme donose nacionalna tijela za normizaciju, a tehnička dopuštenja, na prijedlog proizvođača, donose potvrdbena tijela[12].

Osim harmoniziranih tehničkih specifikacija mogu se donositi i izvorne nacionalne norme i nacionalna tehnička dopuštenja, kada je to prikladno.

Država mora odrediti način kako će objaviti nacionalne norme za primjenu, npr. objavom u službenom glasilu države ili u propisima. Donošenje norme nije dovoljno, samo je preduvjet za primjenu.

3.3 IMPLEMENTACIJA CPD-a

Implementacija počinje kad se stvore preduvjeti za primjenu CPD-a (zakonski i normizacijski), kad se proizvođači osposobe za način proizvodnje u skladu s pojedinom

[12] Potvrdbeno tijelo (engl. Approval Body, AB) može biti iz bilo koje države članice, važno je da je član Europske organizacije za tehnička dopuštenja (engl. European Organization for Technical Approvals, EOTA)

normom za proizvode, a država ovlasti (prijavi) tijela za potvrđivanje. Tijela mogu biti akreditirana ili ne[13], ali moraju ispuniti određene kriterije sposobnosti i kompetencija.

4 DEFINIRANJE SVOJSTAVA GRAĐEVNIH PROIZVODA

Svojstva građevnih proizvoda za predvidive uvjete uobičajene uporabe građevine i predvidive utjecaje okoliša na građevinu u njezinom projektiranom uporabnom vijeku moraju se odrediti u projektu građevine. Svojstva koja se odnose na ispunjavanje bitnih zahtjeva za građevinu najjednostavnije se definiraju odgovarajućom tehničkom specifikacijom U projektu se moraju odrediti i uvjeti ugradnje, uporabe i održavanje tako da zahtijevana svojstva i ispunjeni zahtjevi ostanu nepromijenjeni.

Eurokodovi su važni za određivanje svojstva proizvoda. U poglavlju 3 pojedinih dijelova norma (EC2 do EC6 i EC9)) definirana su svojstva osnovnih materijala za određenu vrstu konstrukcije i navode se norme za proizvode. U nekim slučajevima svojstva proizvoda u eurokodovima ne odgovaraju svojstvima iz norma za proizvode, pa je potrebno pažljivo određivati svojstva u projektu konstrukcije[14].

5 ZAKLJUČAK

Građevni materijali su veoma bitni za nosivost, uporabljivost i trajnost konstrukcija. Zato je potrebno pažljivo, cjelovito i detaljno u projektu definirati svojstva proizvoda, a jedan od načina je odabrati proizvode sukladne s određenim harmoniziranim tehničkim specifikacijama.

Nacionalno zakonodavstvo koje se temelji na pravnoj stečevini EU može stvoriti preduvjete i pretpostavke za dobro projektiranje konstrukcija (eurokodovi) i pravilan odabir građevnih proizvoda. Da bi se to ostvarilo projektant mora dobro poznavati norme za proizvode.

Potvrđivanje sukladnosti stvara pretpostavku da proizvodi sukladni s harmoniziranom tehničkom specifikacijom posjeduju deklarirana svojstva, što se dokazuje izjavom o sukladnosti i CE oznakom sukladnosti.

LITERATURA

[1] Rezolucija Vijeća o Novom pristupu tehničkom usklađivanju i normama (85/C136/01)
[2] Rezolucija Vijeća o Općem pristupu ocjeni sukladnosti (90/C10/01)
[3] Odluka Vijeća o modulima za različite faze ocjenjivanja sukladnosti i pravila za stavljanje i uporabu CE znaka sukladnosti (93/465/EEC)
[4] Uredba (EC) br.764/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća za postupke primjene određenih nacionalnih tehničkih pravila na proizvode koji se zakonito prodaju u drugoj državi članici
[5] Uredba (EC) br.765/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća za akreditaciju i nadzor nad tržištem koji se odnose na stavljanje na tržište proizvoda
[6] Odluka (EC) br.768/2008 Europskog Parlamenta i Vijeća za stavljanje na tržište proizvoda
[7] Direktiva za građevne proizvode 89/106/EEZ
[8] Interpetativni dokument broj 1 do broja 6
[9] Zakon o građevnim proizvodima (NN br. 86/08) sa pripadajućim pravilnicima (zakon RH)
[10] Eurokodovi za projektiranje konstrukcija

13 Prema Uredbi br.765 akreditacija je regulatorna ili dragovoljna (odluka države)
14 Problem nedovoljne usklađenosti eurokodova i norma za proizvode

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Milenko Pržulj[1],

INTEGRALNI BETONSKI MOSTOVI

Rezime

Integralni mostovi su betonski mostovi okvirnih konstrukcija bez dilatacija i ležišta. Izgradnja integralnih mostova je monolitna, dimenzije nosivih dijelova konstrukcije su robusnije. Oštećenja takvih mostova su manja jer su uklonjeni glavni izvori oštećenja, područja nepovezanosti, dilatacije i zone ležišta. Troškovi održavanja su manji, a saobraćaj sigurniji. Okvirne konstrukcije u sebi sadrže sistemske rezerve u preraspodjeli opterećenja i uticaja. Projektovanje mostova u skladu sa propisima i standardima, nije dovoljna garancija za dobar i trajan most. Pravilna koncepcija, pored standarda uvažava iskustva iz prakse i povratne informacije sa održavanja i upravljanja sa

Ključne riječi: integralni mostovi, okvirne konstrukcije, ležišta, dilatacije, nasip;

INTEGRAL CONCRETE BRIDGES

Summary:

Integral bridges are concrete bridges consisting of frame structure without expansion joints and bearings. The integral bridges are constructed monolithically, and the dimensions of structural load bearing elements are more abundant. Damages of such bridges are less intensive due to elimination of the main sources of damages, discontinuity areas, expansion joints and bearing zones. The maintenance costs are lower while thetraffic is safer. Frame structures contain system reserves in load distribution and static actions.

Designing bridges in accordance with rules and codes is not a sufficient guaranty for a good and durable bridge. A correct conception is required taking into consideration expariences of practice and return information from bridge maintenance and management.

The paper includes the following shapters: intraduction, mistakes of total prefabricated, destructions concrete bridges, Beam and frame concrete Bridges, concepts of integral bridges, construction details of integral bridges, analisis of integral bridges..

Key words: Integral Bridges, Frame Structures, Bearings, Expansion Joints, Fill;

[1] prof. dr. konsultant u DDC Svetovanje inženiring d.o.o. Ljubljana

1 UVOD

Na modernim saobraćajnicama nalazi se veliki broj mostova manjih i srednjih raspona koji značajno utiču na cijenu i brzinu građenja. Pojedinačno rješavanje ovih mostova prema subjektivnim sklonostima i nivou znanja i iskustva projektanta i graditelja je prevaziđeno i anahrono. Ekonomičnost, brzina i tehnologija izgradnje uslovljavaju da se skupine mostova projektuju i grade kao jedinstvena cjelina.

Područje zanimanja je iznalaženje optimalnih nosivih konstrukcija kod kojih će se sa pravom mjerom ugrađenog materijala i živog rada dobiti najveća otpornost i trajnost mosta kao utilitarnog objekta. Prividno jednostavan zadatak, višeznačno je složen i funkcionalno uslovljen.

Prednaprezanje armiranog betona u mostogradnji razvijalo se u domenu grednih sistema nosivih konstrukcija, što je i razumljivo, jer je savijanje, odnosno zatezanje, naponsko stanje koje ne odgovara prirodnim osobinama betona kao materijala.

Razvoj prednaprezanja kretao se u dva pravca i to u pravcu savladavanja mostova većih raspona, koji su bili nedostižni za armirani beton, i u pravcu razvoja tehnologija građenja.

Od statičkih sistema najviše se primjenjuje greda na dva oslonca u širokim granicama raspona od 15 do 50 m i kontinualni i okvirni sistemi nosivih konstrukcija.

- Zaostajanje u razvoju i primjeni čeličnih unificiranih skela i oplata i ostale opreme za betoniranje »in situ« su razlozi što je armirani beton izgubio konkurentnost u odnosu na montažnu gradnju i kod konstrukcija gdje objektivno ima prednosti.

Nekritična prihvatanja svih prednosti i inovacija koje su dolazile sa primjenom prednaprezanja armiranog betona imalo je za posljedicu smanjenje nosivosti i trajnosti izgrađenih konstrukcija kao i znatne materijalne izdatke za rehabilitaciju ugroženih nosivih konstrukcija mostova.

I na nosive konstrukcije od prednapregnutog armiranog betona prenijela se zabluda sa armiranog betona da se radi o trajnim materijalima koje nije potrebno održavati. Ova zabluda je dugo isticana kao osnovna prednost betona u odnosu na druge materijale.

Vidna oštećenja nosivih konstrukcija mostova i učestala rušenja usmjerili su pažnju stručne javnosti na preglede izgrađenih mostova, prikupljanje i selektiranje relevantnih informacija i stvaranje informacionih sistema o izgrađenim mostovima. Konstrukteri mostova su sada u prilici da i sami rade na pregledu mostova i djelotvornom korištenju povratnih informacija. Zatvaranjem kruga informacija može se uticati na izmjenu stanja, unapređenje i inovacije

2 ZABLUDE TOTALNE MONTAŽE NOSIVIH KONSTRUCIJA MOSTOVA

Sigurno je da totalna montaža prednapregnutih armirano betonskih konstrukcija, ako se zasniva na provjerenim i adekvatnim konstruktivnim i tehnološkim rješenjima, ima ekonomskih prednosti kod izgradnje industrijskih, javnih i stambenih objekata. I u oblasti mostogradnje tehnologija izgradnje mostova od gotovih industrijskih nosača i elemenata pruža neke prednosti, ali i potencijalne opasnosti ako se ne uvažavaju uslovi eksploatacije, vremenski i atmosferski uticaji.

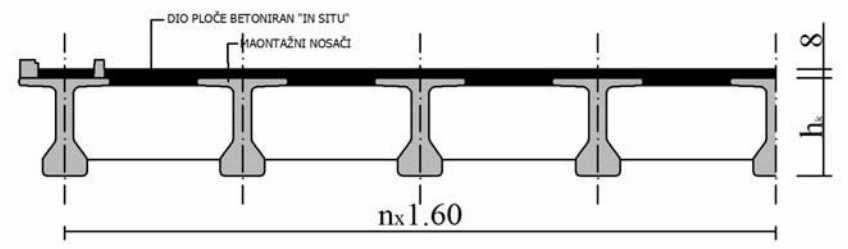
Uspješno izgrađena nosiva konstrukcija od prednapregnutog armiranog betona je ona kod koje je ostvarena optimalna mjera ugrađenih materijala, živog rada, odgovarajuće tehnologije građenja i vremena građenja.

Na osnovu kontinuiranog praćenja ponašanja mostova u toku eksploatacije, detaljnih stručnih pregleda kod izrade informacionog sistema za mostove kao i saznanja iz stručnih publikacija mogu se konstatovati neka zajednička obilježja i dati korisne ideje za eliminisanje uočenih nedostataka i unapređenje konstrukcionih rješenja nosivih konstrukcija mostova. Sve koncepcije nosivih konstrukcija mostova od tvornički proizvedenih prednapregnutih armirano betonskih nosača koje predviđaju totalnu montažu, imaju podužne spojnice na sastavu montažnih nosača (slika 1). Monolitnost nosive konstrukcije ostvarena samo posredstvom poprečnih veza na osloncima, nije dovoljna da obezbijedi zajednički rad u toku eksploatacije.



Slika 1

Posljedica ovakvih rješenja, nakon višegodišnje eksploatacije i zamora podužne zglobne veze, su uzdužne pukotine kroz koje prolazi voda, a time je otvoren put za destrukciju nosive konstrukcije. Debljina gornje ploče montažnih nosača od 15 cm nije dovoljna da obezbijedi sigurnost od probijanja udarom točka vozila, posebno u uslovima neravnih i oštećenih kolovoza.



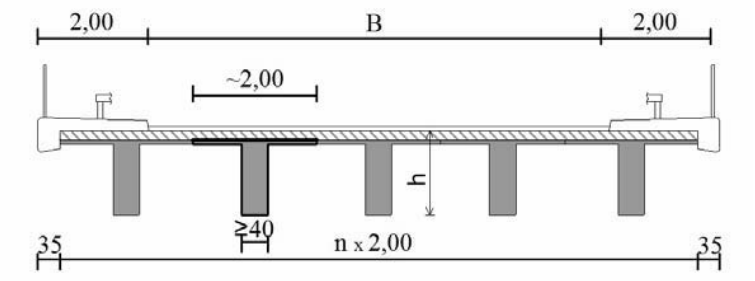
Slika 2

Pokušaji da se kolovozna armirano betonska ploča iznad montažnih glavnih nosača izvede kao montažna nisu obezbijedili trajnost mostova, posebno u težim klimatskim uvjetima i na putevima sa jakim intenzitetom saobraćaja. Već poslije deset godina od primjene bile su nužne detaljne rekonstrukcije, a nakon toga i administrativna zabrana ovakvih rješenja.

Monolitnost, zajedničko sadejstvo montažnih nosača u poprečnom presjeku nosive konstrukcije i trajnost mosta može se osigurati sa koncepcijom poprečnih presjeka (slika 3) kod kojih se kolovozna ploča betonira na licu mjesta iznad gornjeg pojasa već montiranih glavnih nosača sa kojima se spreže u jedinstven presjek. Betoniranje ploče je jednostavno, jer nije potrebna skela oplata. Ostavljena je mogućnost primjene za kose mostove i mostove u krivini kao i neutralisanje geometrijskih grešaka

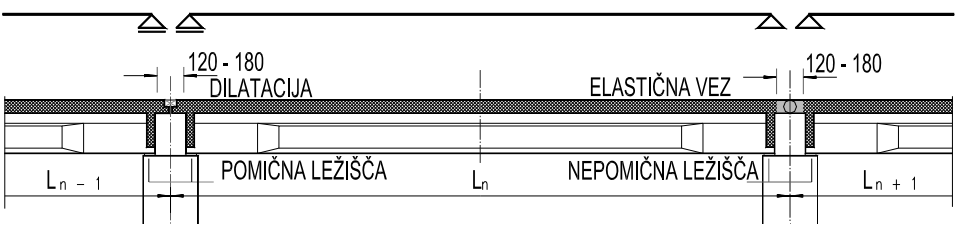
Koncepcija poprečnih presjeka mostova, kod kojih je gornji pojas u ravni kolovozne ploče (slika 2) nastala je kao posljedica težnje za manjim količinama betona, posebno betona koji se ugrađuje na gradilištu. Podužne radne spojnice su potencijalna mjesta za prodor vode,

oštećenja i destrukciju. Mala širina spojnih ploča ne pruža uslove za dobru izvedbu i ne obezbjeđuje monolitnost presjeka



Slika 3

Većina izgrađenih mostova i kod nas i u svijetu sa montažnim glavnim nosačima od prednapregnutog betona imaju poprečni diskontinuitet iznad srednjih oslonaca. Spojnice iznad oslonaca nastale su kao posljedica ustupaka tehnologiji izrade i montaže glavni nosači se postave na definitivna ležišta. Slobodni prostor između krajeva glavnih nosača premoštava se dilatacionim konstrukcijama kod pokretnih ležišta, odnosno konzolnim prepustima kolovozne ploče sa zglobom u sredini kod nepokretnih ležišta (slika 4)



Slika 4: Montažna diskontinualna nosiva konstrukcija

3 OŠTEĆENJA BETONSKIH MOSTOVA

Oštećenja betonskih mostova nastaju kao posljedica djelovanja slijedećih faktora:

- strukturni nedostaci nosive konstrukcije mosta i opreme mosta,
- korozija armature i kablova,
- agresivno djelovanje hemijskih sredstava (hloridna i druga agresivnost okoline),
- oštećenja od niskih temperatura – mraza,
- procesi u armiranobetonskoj konstrukciji,
- spriječeno pomjeranje,
- mehanički uticaji – oštećenja,
- pojava prslina na betonskim konstrukcijama.

Strukturne nedostatke nosive konstrukcije i opreme mosta čine:

- neodgovarajući dispoziciono konstruktivno statički koncept mosta,
- nepravilno rješenje konstruktivnih detalja,

- nepravilno rješenje opreme mosta (ležišta, dilatacije, izolacija, asfaltni kolovoz, ograde, odvodnjavanje),
- nepravilno izabrana tehnologija izgradnje, montažna ili polumontažna gradnja sa prekidima i spojnicama na kolovoznoj ploči,
- nepravilan izbor i loš kvalitet ugrađenih materijala,
- nedostatak permanentne zaštite i održavanja mostova.

Na slici 5 vide se oštećenja na diskontinualnoj rasponskoj konstrukciji mosta, izgrađenog od montažnih nosača sa poprečnim i uzdužnim spojnicama.



Slika 5

Izgradnja mostova i viadukata od montažnih nosača bez kontinuiranja i sprezanja sa a.b. pločom i poprečnim nosačima betoniranim na licu mjesta u većem broju zemalja EU nije već dozvoljena.

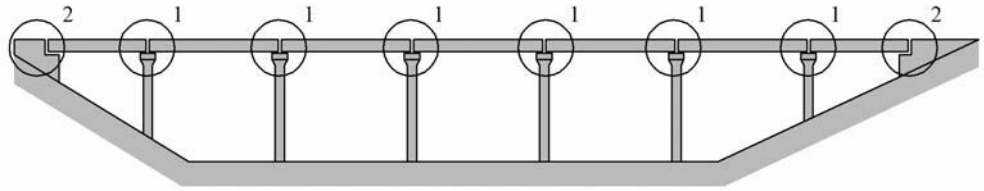
Ovde se ne obrađuju drugi uzroci oštećenja betonskih mostova.

4 GREDNI I OKVIRNI SISTEMI MOSTOVA

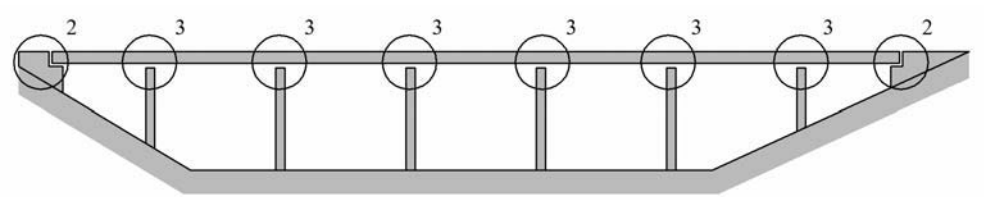
Od pet poznatih nosivih sistema (gredni, okvirni, lučni, viseći i zavješeni) najviše se primjenjuju gredni mostovi. Preko 80 % svih izgrađenih mostova su betonski gredni mostovi. Veličina raspona, ukupna dužina, konstrukcija poprečnih presjeka, način oslanjanja i prenosa uticaja sa rasponske konstrukcije na potpore i tehnologija gradnje mjenjali su se u toku više od 100 godina razvoja betonskih mostova.

Na slici 6 pokazane su četiri karakteristične sheme betonskih grednih i okvirnih mostova. Shema na slici 6a je diskontinualni most sa poprečnim prekidima i dvojnim ležištima i

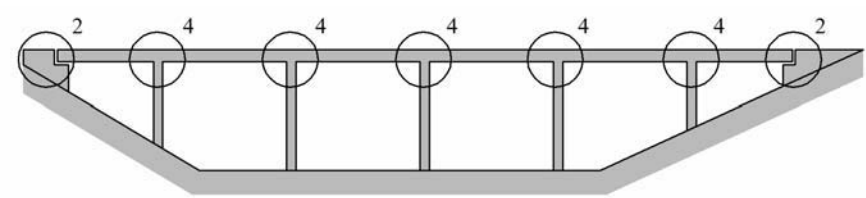
dilatacijama na srednjim stubovima. Rasponske konstrukcije su od montažnih nosača, većinom T presjeka raspona 10-40 m (50 m). U periodu od 1960 – 2000 godine u svijetu i na našim prostorima izgrađeno je mnogo ovakvih mostova i viadukata (slika 7).



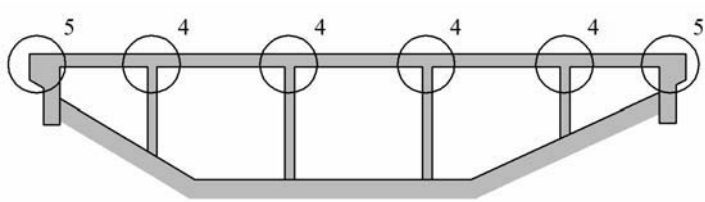
a) Shema grednog diskontinualnog mosta



b) Shema grednog kontinuiranog mosta



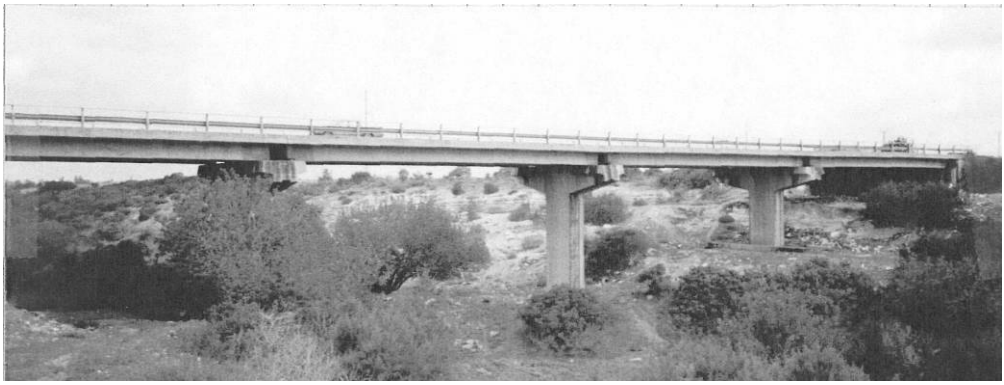
c) Shema grednog semi integralnog mosta



d) Shema okvirnog integralnog mosta

1. Poprečni prekidi – proste grede sa ležištima i dilatacijama
2. ležišta i dilatacije na obalnim stubovima
3. kontinuirane rasponske konstrukcije sa ležištima nad stubovima
4. kruta okvirna veza rasponske konstrukcije i srednjih stubova
5. kruta veza elastičnih modificiranih obalnih stubova

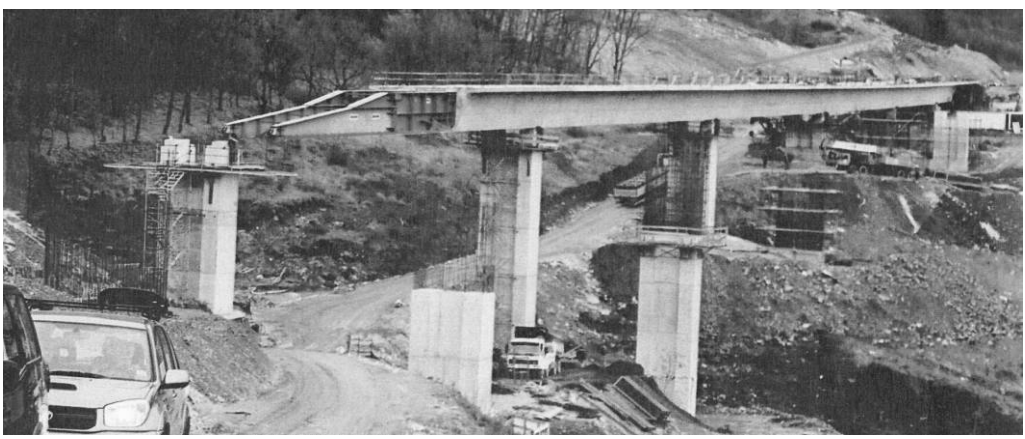
Slika 6: Shema grednih i okvirnih betonskih mostova



Slika 7 diskontinualni viadukt

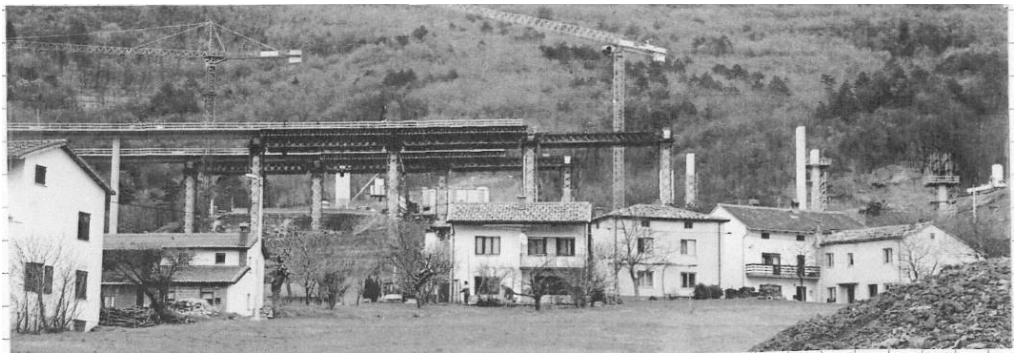
Velika oštećenja na objektima izgrađenim od montažnih nosača već poslije 20-25 godina eksploatacije i visoke cijene rehabilitacije koje iznose 50-60 % cijene novog mosta usmjerile su razvoj mostogradnje prema monolitnoj izgradnji rasponskih konstrukcija mostova i viadukata (slika 6b).

Tehnologija izgradnje rasponskih konstrukcija raspona 20-50 m, dužine od 200-1000 m navlačenjem, na nasipu izgrađenih segmenata dužine 15-25 m, omogućuje brzu i racionalnu izgradnju mostova i viadukata sa ležištima na svim stubovima i dilatacijama samo na obalnim stubovima (slika 8).



Slika 8

Mostovi, viadukti i nadvožnjaci manje dužine od 150 m (200 m), raspona 15 – 35 m grade se kao semi integralne konstrukcije (slika 6c) a krutom vezom srednjih stubova i ležištima i dilatacijama na obalnim stubovima. Čelične unificirane skele mogu biti fiksne ispod cijelog objekta ili prenosne za duže objekte, koji se grade polje po polje (slika 9).



Slika 9

Nadvožnjaci i mostovi dužine do 90 m grade se kao integralne konstrukcije (slika 6d) bez ležišta i dilatacija. Monolitna konstrukcija betonira se na fiksnoj čeličnoj skeli. Kod većih dužina potrebna je modifikacija obalnih stubova i nasipa da bi se omogučila njihova elastičnost. Kod objekata u krivini moguća je primjena integralne konstrukcije i za veće dužine (slika 10).



Slika 10

5 KONCEPTI INTEGRALNIH MOSTOVA

Integralni mostovi su betonski mostovi okvirnih konstrukcija bez dilatacija i ležišta. Izgradnja integralnih mostova je monolitna, dimenzije nosivih dijelova konstrukcije su robustnije. Oštećenja takvih mostova su manja jer su uklonjeni glavni izvori oštećenja, područja nepovezanosti, dilatacije i zone ležišta. Troškovi održavanja su manji a saobraćaj sigurniji. Okvirne konstrukcije u sebi sadrže sistemske rezerve u prerazpodjeli opterećenja i statičkih uticaja. Pri koncipiranju integralnih mostova nisu poželjne dimenzijske disproporcije, jer se tako onemogućuje koncentracija napona i prslina. Za djelove konstrukcije mostova, koji brže propadaju, treba da se omogući njihova zamjenljivost. Projektovanje mostova skladno sa propisima i standardima, nije dovoljna garancija za dobar i trajan most. Potrebna je pravilna koncepcija, koja pored standarda uvažava iskustva savremene prakse i povratne informacije sa održavanja i upravljanja sa mostovima.

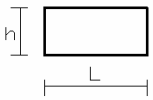
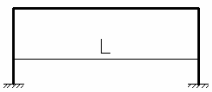
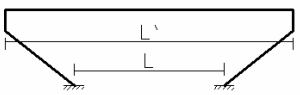
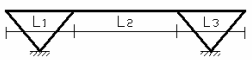
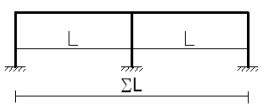
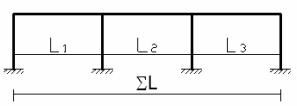
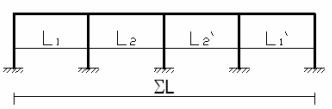
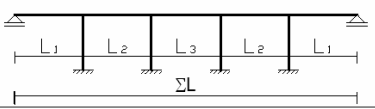
Integralni okvirni mostovi ne preporučuju se kod kosih konstrukcija, kada je ugao zakošenja manji od 30° i kod okvirnih konstrukcija veće dužine sa niskim krutim stubovima.

Interakcija most-temeljno tlo je bitna komponenta deformacionog i nosivog ponašanja integralne konstrukcije pa je potrebno sudjelovanje projektanta objekta i geomehaničara pri određivanju realnih geomehaničkih parametara.
Prednosti integralnih mostova su slijedeće:

- manji troškovi izgradnje,
- manji troškovi održavanja i popravljanja jer ovakvi mostovi nemaju elemenata koji zahtijevaju intenzivno održavanje. Ležišta i dilatacije na mostovima povećavaju troškove izgradnje a što je još i važnije troškove održavanja, nesigurnost i zastoje u saobraćaju, zato ih treba primjenjivati kad su zaista potrebne. Prodiranje vode sa kolovoza u zonama dilatacija i ležišta su najčešće uzroci oštećenja i destrukcije betona. Zamjena dilatacija i ležišta je često vrlo složena i skupa, posebno na avtoputevima sa gustim saobraćajem.
- jednostavnije i brže građenje pošto nema ležišta i dilatacija koji zahtijevaju strogu toleranciju kod ugrađivanja sa tačnijim redoslijedom izvođenja radova na ugrađivanju;
- viši nivo usluge;
- trajno i od održavanja nezavisno sprečavanje direktnog dostupa soli do konstrukcijskih elemenata ispod kolovoza;
- smanjenje opasnosti od nejednakih slijeganja i otklona srednjih stubova,
- preuzimanje negativnih reakcija iz rasponske konstrukcije;
- kraći zadnji rasponi omogućavaju upotrebu većeg centralnog raspona kod konstrukcija sa tri raspona;
- veće rezerve u nosivosti radi mogućih preraspoređivanja uticaja u graničnom stanju nosivosti.

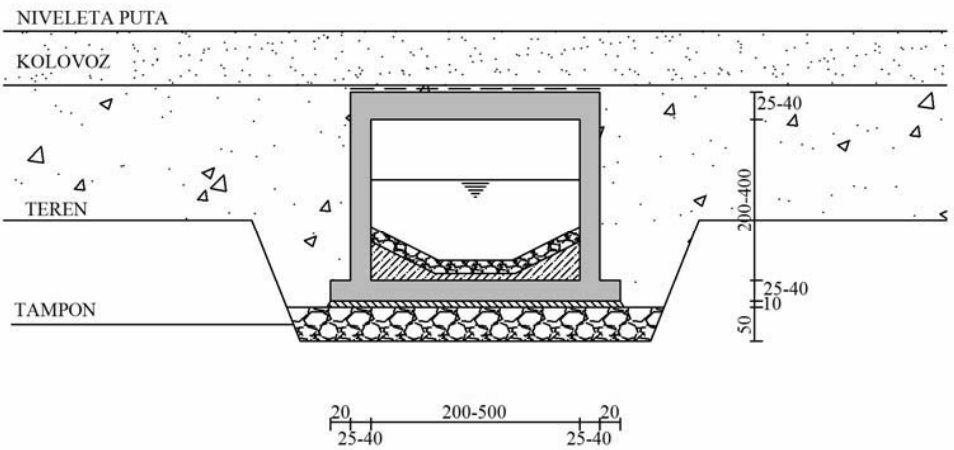
Veličina parazitnih uticaja u velikoj mjeri zavisi od geometrije objekta, odnosa krutosti između rasponske konstrukcije i potpora te krutosti temeljnog tla. Od značaja je primjena što realnijeg modeliranja krutosti objekta i temeljnog tla, sa čime se računskim modelom obuhvataju stvarna opterećenja. Ako se za krutost temeljenog tla primijeni mala vrijednost, onda će se podcijeniti usiljene statičke količine, koje nastaju kao posljedica temperaturnih promjena i prednaprezanja. Radi toga se kod integralnih mostova izvode odvojeni proračuni nastupajućih usiljenih statičkih uticaja, pri čemu se uzimaju u obzir gornje i donje granice karakteristika tla.

Statički sistemi integralnih betonskih mostova su okvirne konstrukcije sa jednim, dva ili više raspona prikazani su na slici 11.

	STATIČKI SISTEM	NAZIV STATIČKOG SISTEMA OBJEKTA	RASPONI	
			ARMIRANI BETON	PREDNAP.AR. BETON
1		zatvoreni okvir	2 - 5 (8)	/
2		otvoreni okvir	5 - 25	20 - 60
3		otvoreni okvir sa kosim stubovima	15 - 30	30 - 70
4		integrirani lučni okvir	35 - 50	35 - 70
5		okvir sa tri raspona i kosim stubovima	20 - 30	30 - 70
6		okvir sa dva raspona	15 - 25	20 - 40
7		okvir sa tri raspona	15 - 25	20 - 40
8		okvir sa četiri raspona	15 - 25	20 - 40
9		okvir sa više raspona	15 - 25	20 - 40

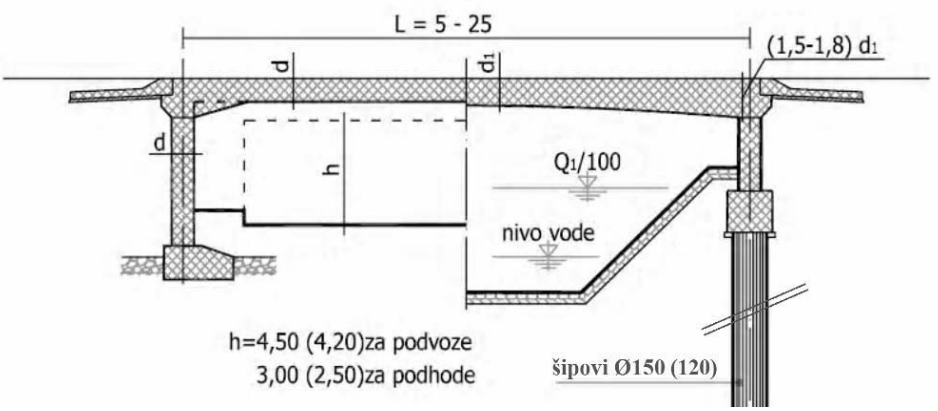
Slika 11: Statički sistemi integralnih betonskih mostova

Zatvoreni a.b. okvir raspona 2-5 (8) m i visine 2-4 m koristi se za propuste za vodu ili za podvoze za prolaz ljudi i vozila ispod druge saobraćajnice. Konstrukcija je racionalna i jednostavna za građenje i održavanje. Dobro je da se propusti i podvozi spuste pod kolovoznu konstrukciju tako da se ne prekida vozno dinamički i vizuelni kontinuitet puta (slika 12).



Slika 12

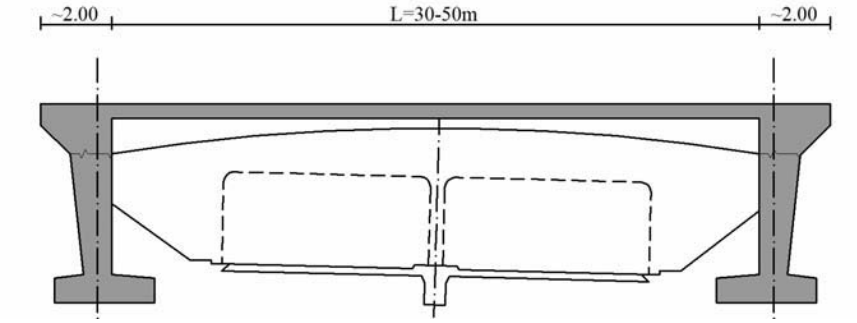
Integralna okvirna a. b. konstrukcija je racionalna i za građenje jednostavno rješenje za podvoze i mostove raspona 8-25 m, temeljene direktno ili duboko na bušenim šipovima dijametra 120 (150) cm. Za raspone do 15 m gornja konstrukcija je ravna bez vuta. Za veće raspone preporučuju se vute ili promjenljiva debljina sa paraboličnim intradosom (slika 13).



Slika 13

Za nadvoze i mostove raspona od 20-50 (60) m projektuju se a.b. prednapregnute monolitne konstrukcije temeljene direktno ili na bušenim šipovima.

Na slici 14 prikazana je shema prednapregnute armiranobetonske okvirne konstrukcije nadvožnjaka na autoputu sa rasponom 30-50 m. Karakteristično je proširenje na vrhu stubova sa čime se izbjegava kolizija armature okvira i zone ankerisanja kablova prečke. U sledećem poglavlju biće dati detalji toga proširenja.



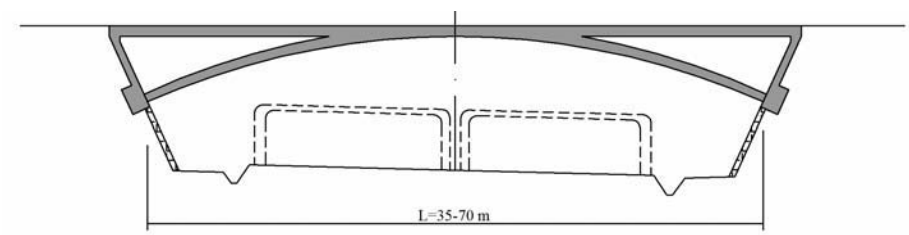
Slika 14

Karakteristični primjer nadvoz iznad buduće brze ceste izgrađen kao okvirna integralna a.b. prednapregnuta monolitna konstrukcija raspona 30 m sa paraboličnim intradosom je dat na slici 15.



Slika 15

Integralne betonske konstrukcije mogu se primjeniti i na lučne sisteme mostova raspona 35-70 m, kada su uslovi temeljenja povoljni (slika 16).



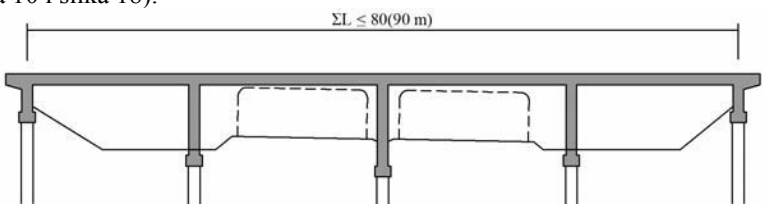
Slika 16

Nadvoz iznad autoceste u dubokom kamenitom usjeku projektovan je kao a.b. integralna konstrukcija raspona 50 m, kosi betonski zidovi zamjenjuju masivne obalne stubove (slika 17).



Slika 17

Nadvozi iznad autoputa sa dva, tri ili četiri raspona mogu se projektovati kao a.b. ili a.b. prednapregnute monolitne konstrukcije ukupne dužine manje od 80 (90) m. Dužina integralne konstrukcije zavisi pored ostalog i od načina temeljenja i konstruktivnih modifikacija obalnih stubova (slika 10 i slika 18).

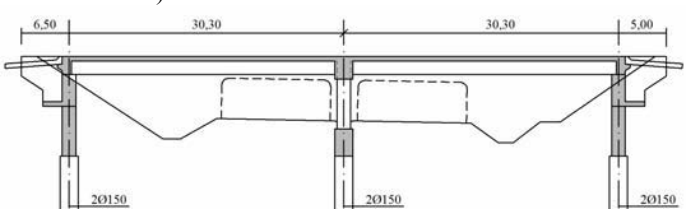


Slika 18

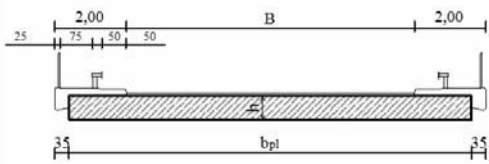
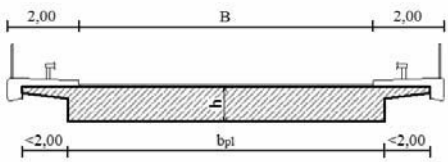
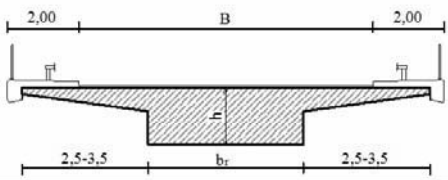
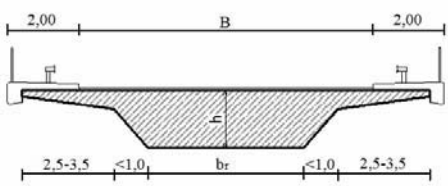
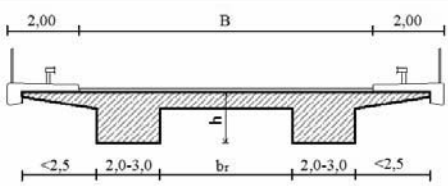
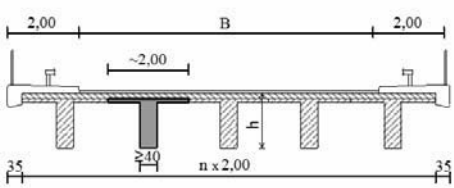
Preporučljivi poprečni presjeci a.b. i a.b. prednapregnutih mostova za svih devet naznačenih statičkih sistema sa slike 11 su prikazani na slici 20. Puna ploča, pločasti nosač i rebrasta ploča su jednostavni za građenje i armiranje. Kod prednapregnutih presjeka ima dovoljno širine za kablove tako da ne mjenjaju horizontalni položaj. Konstruktivna visina prosjeka je manja od l/20. Veličina konzola zavisi od debljine ploče ili pločastog nosača. Veličinu konzole treba uskladiti sa položajem slivnika, da ne bi ulazili u nosivi presjek.

Pločasti nosači za debljine veće od 1,00 m sa vertikalnim i kosim bočnim stranama omogućuju uže srednje stubove na manje opterećenoj ravni. Rebrasta ploča je dobro rješenje za mostove ukupne širine veće od 12 m i za kose mostove jer se smanjuju uticaji kosine.

Integralne mostove je moguće izgraditi i od montažnih T nosača sa širokim tankim gornjim pojasom i rebrom konstantne širine veće ili jednake 40 cm. Nosači su prednapregnuti sa athezionim kablovima ili sa kablovima koji se naknadno utežu. Iznad montažnih nosača betonira se ploča minimalne debljine 20 cm koja se posredstvom moždanika spreže sa montažnim nosačima. Posredstvom poprečnih nosača nad osloncima i srednjim stubovima koji se betoniraju istovremeno sa pločom iznad nosača postiže se kruta veza i integralna konstrukcija (slika 19 i slika 20).



Slika 19

TIP PRESJEKA	SKICA POPREČAOG PRESJEKA	KONSTRUKTIVNA VISINA "h"
PUNA PLOČA BEZ KONZOLA		40-80
PUNA PLOČA SA KONZOLAMA		80 - 100
PLOČASTI NOSAČ		100 - 140
TRAPEZNI PLOČASTI NOSAČ		100 - 150
REBRASTA PLOČA		120 - 160
MONTAŽNI T NOSAČI SPREGNUTI SA MONOLITNOM AB PLOČOM		50 - 150

Slika 20: Preporučljivi poprečni presjeci rasponskih konstrukcija betonskih integralnih mostova

Integralni mostovi u krivinama ugodnije reaguju na uticaje od temperature i skupljanja betona u poređenju sa mostovima u pravcu radi čega se mogu primijeniti integralne konstrukcije za mostove u krivinama veće dužine. Tlorisno zakrivljeni mostovi imaju horizontalnu deformaciju tako da na njih manje utiču sile prisile od promjene temperature i reologije betona. Promjena dužine mostova u krivini se pored obalnih stubova događa po cijeloj dužini mosta. Konstrukcije od visokovrijednih betona manje su osjetljive na sile nastale od reologije betona radi čega se mogu primjenjivati integralne konstrukcije većih dužina. Za prelaz sa mosta na trup puta potrebna su posebna rješenja za integralne mostove većih dužina, pa je to obrađeno u narednom poglavlju.

Pri mostu Sunninberg u Švajcerskoj, prof. Menn je izgradio integralnu konstrukciju mosta u krivini dužine 526 m sa visokim i elastičnim stubovima, i to je za sada rekordna dužina integralnog mosta.

U Velikoj Britaniji standardi Highway Agency predpisuju, da se moraju mostovi do 60 m dužine, projektovati kao integralni mostovi bez ležišta i dilatacija.

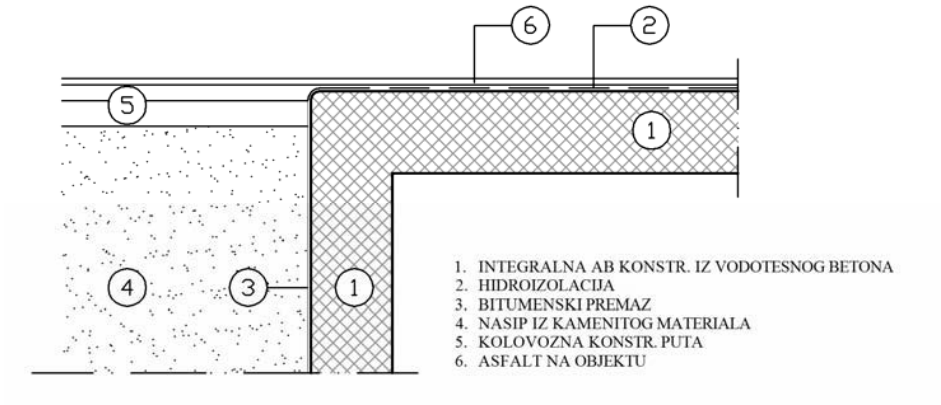
U Sloveniji su u pripremi tehničke specifikacije za integralne mostove.

Za objekte dužine 40-90 m treba projektovati fleksibilne obalne stubove što se najlakše postiže objedinjavanjem temeljenja na bušenim šipovima i obalnog stuba sa kraćim konzolnim krilnim zidovima i odgovarajućom izradom nasipa (modificirani zasipi). U sledećem poglavlju biće obrađena konstrukcija elastičnih obalnih stubova i intervencije za omogućavanje deformacija integralnih konstrukcija.

Izbjegavanje monolitnog povezivanja upornjaka i rasponske konstrukcije ima opravdanje kada se usiljene statičke količine, koje nastaju od mobiliziranog pritiska zemlje i jako krutog temeljenja, teško mogu ovladati i kontrolisati. Ako se sa rasponskom konstrukcijom monolitno povežu samo srednji stubovi, onda govorimo o semi-integralnom mostu (slika 6c).

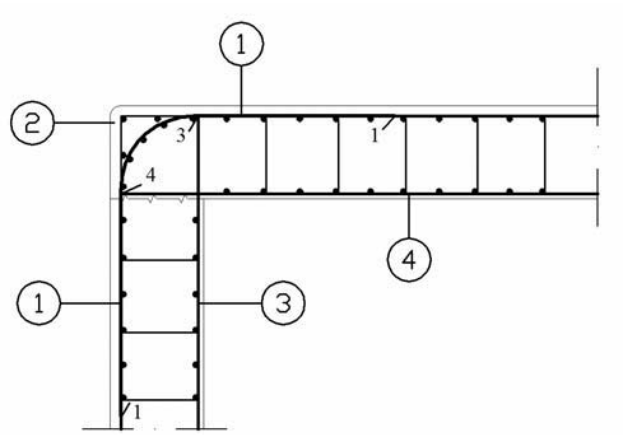
6 KONSTRUKTIVNA RJEŠENJA BETONSKIH INTEGRALNIH MOSTOVA

Putni objekti (propusti, podvozi i manji mostovi) dužine do 15 m se projektuju kao armirano betonske okvirne integralne konstrukcije. Propusti i podvozi otvora do 5 (8) m su zatvoreni okviri, a za otvore (dužine) veće od 5 (8) m su otvoreni okviri. Za prelaz sa konstrukcije objekta na trup puta nisu potrebna nikakva dodatna rješenja. Izgrađeni objekat se zasipa kamenitim materijalom sa stepenom zbijanju 95-98 % po Proctoru. Nasipe (zasipe) iza stijena okvira treba izraditi u slojevima simetrično na obje strane da se ne bi izazvala dodatna naprezanja i deformacije okvirne konstrukcije. Prelaz sa integralnog a.b. mosta na nasip puta bez prelazne ploče za objekte dužine do 15 m prikazan je na slici 21.



Slika 21

Propuste i podvoze otvora do 8 m poželjno je upustiti u nasip tako da preko njih neprekinuto prelazi kolovozna konstrukcija.
Za objekte na autoputevima potrebne su i za ove objekte prelazne ploče koje neutrališu moguća slijeganja nasipa uz objekat. Deformacija objekata do 15 m ne izazivaju pukotine na asfaltu.
Pri konstruisanju armature bitno je pravilno armiranje uglova okvira usklađeno sa položajem radnih spojnica (slika 22).



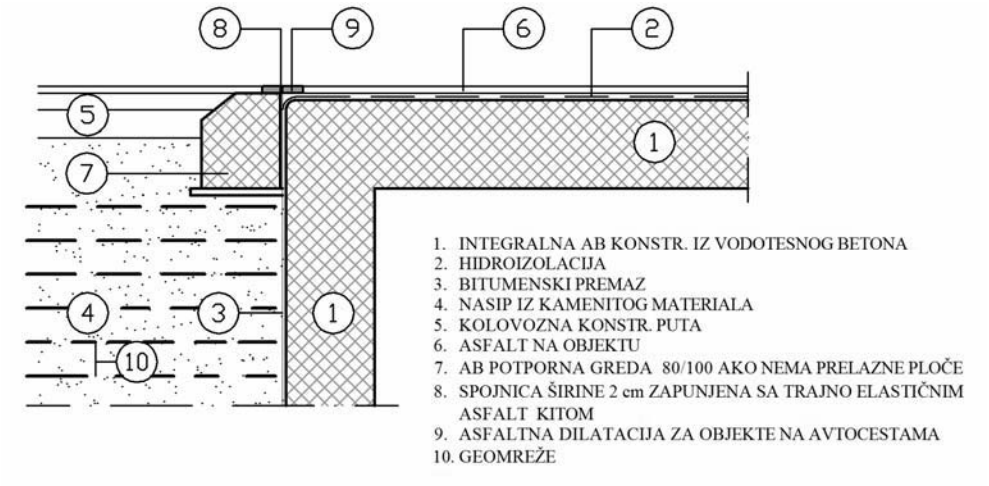
Poz. (1) nosiva armatura, sa zasute strane zidova, većeg dijametra se pravilno zaobli i prelazi preko radne spojnice u gornju zonu prečke. Ugao okvira se dodatno armira (2).

Slika 22

Putni mostovi i podvozi dužine do 35 m projektuju se kao a.b. ili a.b. prednapregnute okvirne integralne konstrukcije sa jednim ili dva raspona. Za prelaz sa konstrukcije objekta na trup puta potrebna su dodatna rješenja.

Nasip iz kamenitih materijala ojačava se geomrežama (modificirani armirani zasip). Za geomreže se koriste polimerni materijali sa malom rastegljivošću (npr. aramid). Pri polaganju mreža treba da su zategnute – ispružene tako da mogu odmah preuzeti sile zatezanja. Ugradnjom geomreža smanjuju se potisci nasipa na konstrukciju.

Za objekte na putevima niže kategorije, gdje nisu predviđene prelazne ploče, potrebno je izgraditi a.b. potporne grede presjeka 80/100 na širini objekta – nasipa. Na vrhu spoja potporne grede i konstrukcije izvede se spojnica širine 2 cm, koja se zapuni sa trajno elastičnim asfalt kitom (slika 23).



Slika 23

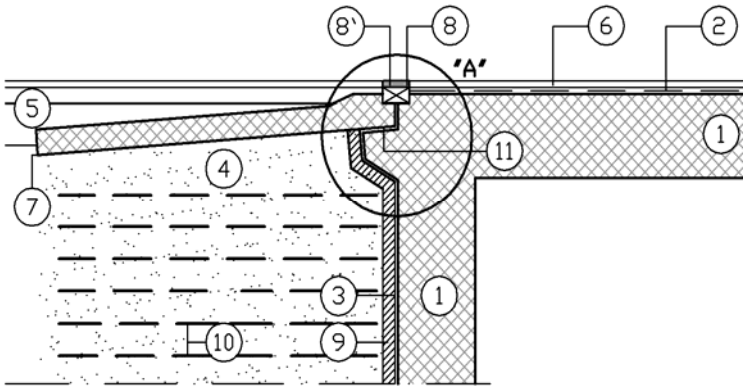
Kod objekata na magistralnim putevima i autoputevima prelaz sa konstrukcije na nasip je posredstvom prelazne ploče i u tom primjeru primjenjuje se asfaltna dilatacija širine 50 cm i debljine 8 cm.

Kod mostova dužine do 60 (90) m sa prelaznom pločom na prelazu sa konstrukcije na nasip potrebna su dodatna rješenja na nasipu i u oslonačkoj zoni prelazne ploče.

Nasip se ojačava sa geomrežama. Između nasipa i zidova (opornika) integralne konstrukcije ugrađuje se sloj stiropora debljine 10-30 cm koji omogućuje deformacije konstrukcije (slika 24).

Geomreže smanjuju pritiske tla na obalne stubove a stiropor omogućuje deformacije. Moguća sleganja tla iza opornika neutrališe prelazna ploča koja se na konstrukciju oslanja preko neoprenskih ležišta.

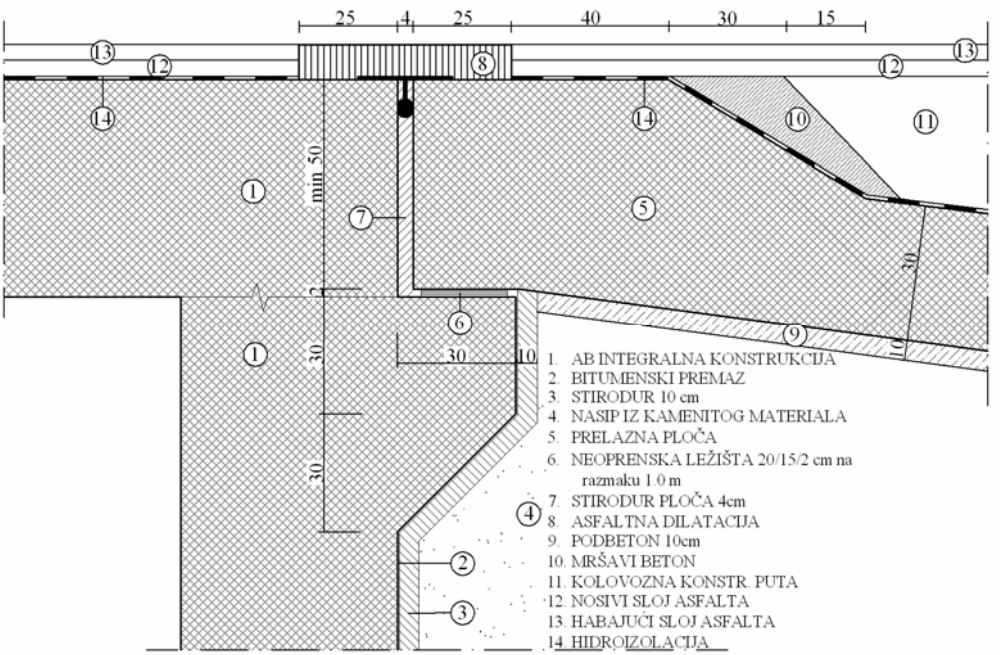
O konstrukciji fleksibilnih opornika i interakciji tla i integralne konstrukcije izrađeno je više studija (5), (8), (11).



1. integralna a.b. konstrukcija iz vodotesnog betona
2. hidroizolacija
3. bitumenski premaz
4. nasip iz kamenitog materijala
5. kolovozna konstr. puta
6. asfalt na objektu
7. a.b. prelazna ploča
8. asfaltna dilatacija
8. vodotesna dilatacija
9. stirodur 10-30 cm
10. geomreže
11. neoprenska ležišta

Slika 24

Detalj „A“ oslonačka zona prelazne ploče prikazana je na slici 25. Prelazna ploča se na konzolni dio obalnih stubova oslanja preko neoprenskih ležišta veličine 20/15/2 cm na razmaku 1,0 m. Prostor između ležišta i na čelu prelazne ploče oblaže se sa stiroporom odgovarajuće debljine. Iznad vrha prelazne ploče i kraja konstrukcije predviđa se asfaltna dilatacija 55/10 cm. Za objekte dužine do 60 m odnosno vodonepropustna čelična ili gumena dilatacija za mostove do 90 m dužine.



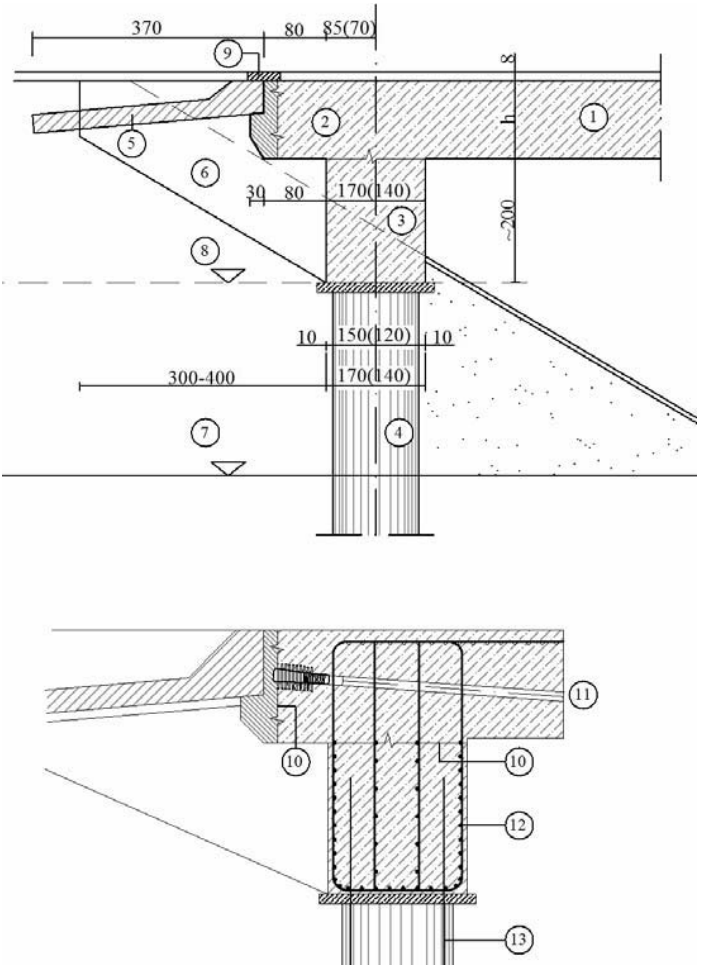
Slika 25

Elastični obalni stubovi sa propuštenim nasipom koji odgovaraju prirodi integralnih konstrukcija za nadvožnjake i druge objekte konstruišu se skladno sa instrukcijama pokazanim na slici 26.

Bušeni šipovi dijametra 120 ili 150 cm izvode se sa nasipa izgrađenog cca 3,0 m ispod nivelete puta. Iznad pilota betonira se greda širine 1,40 m odnosno 1,70 m, armirana prema shemi sa slike, do radne spojnice na spoju sa rasponskom konstrukcijom.

Rasponska konstrukcija se prepusti za 80 (80 + 30) cm pa se time izbjegne kolizija armature i glava kablova. Vanjska armatura iz grede produži se i povezuje sa gornjom armaturom rasponske konstrukcije. Po utezanju kablova betonira se čeona površina prepusta i oslonac prelazne ploče.

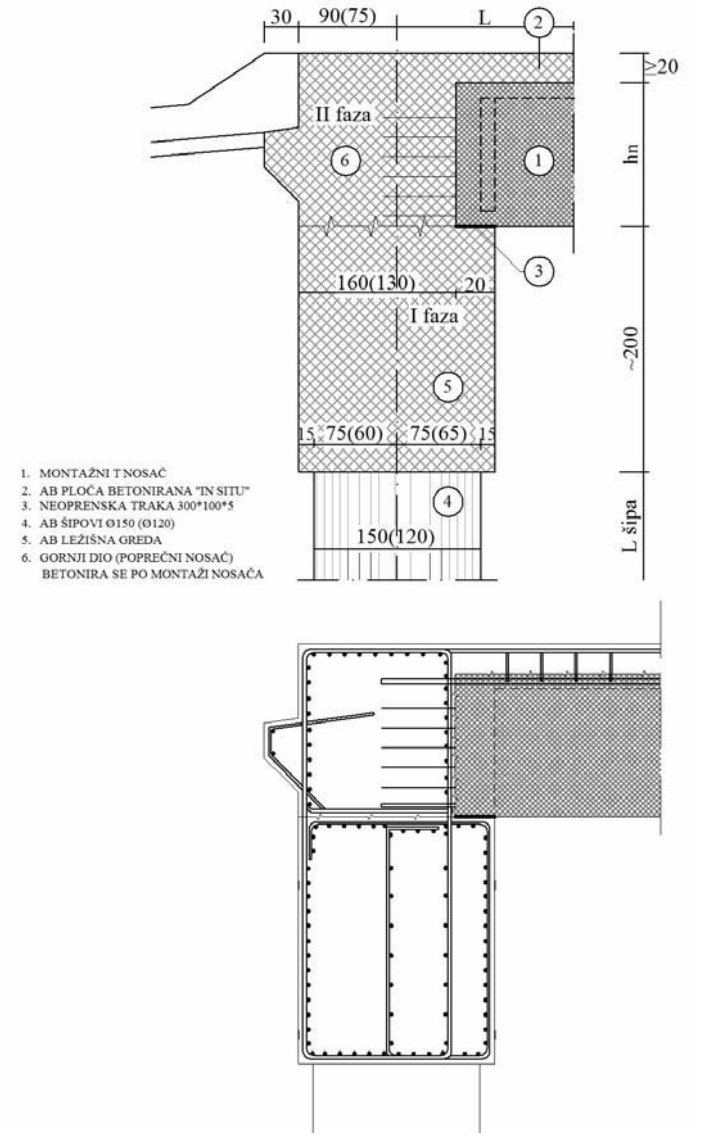
Za ovaku koncepciju obalnih stubova nije neophodno ojačanje nasipa sa mrežama jer su radi propuštenog nasipa pritisci tla znatno manji. Kod obalnih stubova direktno temeljenih treba konstruisati manje krutu konstrukciju bez krilnih zidova ili sa kraćim konzolnim zidovima. Ojačanje nasipa sa geomrežama i sloj stiropora rade se po detalju na slici 24.



1. a.b. prednapregnuta rasp. konstr.
2. prepust rasp. konstrukcije
3. greda iznad šipova
4. a.b. šipovi o 150 (f 120)
5. prelazna ploča
6. konzolni krilni zidovi
7. nivo terena
8. nivo nasipa za izradu šipova
9. asfaltna dilat. polistiren 10-30 cm
10. radne spojnice
11. kabli za prednaprezanje
12. armatura grede
13. armatura šipova

Slika 26

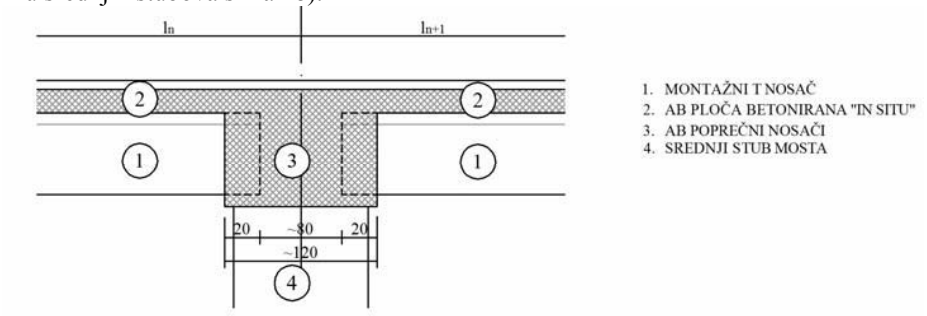
Integralna betonska konstrukcija mosta može se izgraditi i sa rasponskom konstrukcijom iz prefabriciranih a.b. prednapregnutih T nosača sa širokim tankim gornjim pojasem. Betoniranjem ploče i poprečnih nosača na licu mjesta ostvaruje se spregnuta montažno monolitna okvirna - integralna konstrukcija. Na slici 27 je pokazan detalj takve konstrukcije na krajnjim - obalnim stubovima.



Slika 27

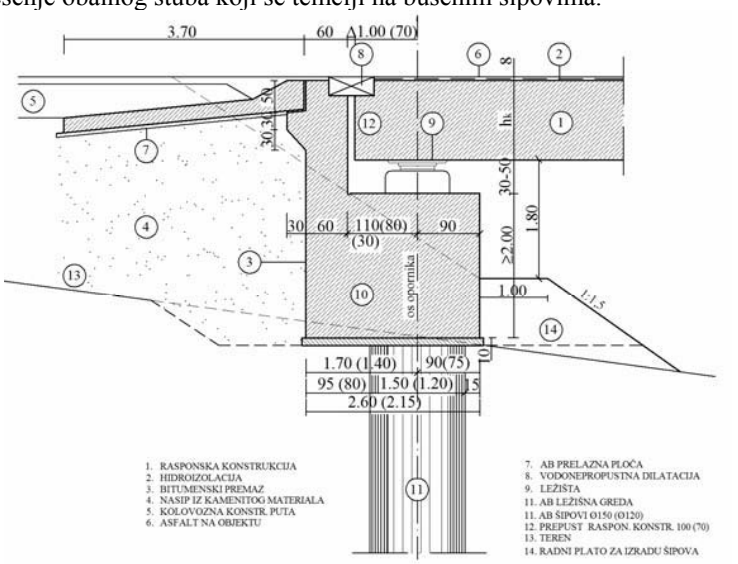
Iznad bušenih šipova dijametra 120 ili 150 se u I. fazi do radne spojnice betonira ležišna greda. Na rubu ležišne grede se postavljaju neoprenska ležišta za privremeno elastično

oslanjanje nosača na širini min. 20 cm. Po montaži nosača armira se i betonira gornji dio odnosno poprečni nosači i kolovozna ploča sa osloncima za prelazne ploče. Armatura sa čela nosača i moždanici sa armaturom poprečnog nosača i ploče čine jedinstvenu kruto povezanu okvirnu konstrukciju. Po istim principima konstruiše se i kruto povezivanje montažnih nosača na vrhu srednjih stubova slika 28).



Slika 28

Kod mostova veće dužine od 60 (90) m ili kraćih mostova sa kratkim krutim nedovoljno modificiranim obalnim stubovima projektuju se semi integralni objekti sa ležištima i dilatacijama na obalnim stubovima i krutom vezom srednjih stubova. Konstrukcija vrha obalnog stuba sa ležištem i dilatacijom za mostove dužine do 200 m prikazana je na slici 29. Bitno je da prepust rasponske konstrukcije ne bude manji od 70 cm za a.b. konstrukcije odnosno 100 cm za a.b. prednapregnute konstrukcije. Za mostove duže od 200 m potrebno je predvidjeti komore za održavanje i zamjenu dilatacija i ležišta. Konstrukcija donjih dijelova obalnih stubova ispod ležišnih greda zavisi od načina temeljenja i visine. Na slici 29 je prikazano rješenje obalnog stuba koji se temelji na bušenim šipovima.



Slika 29

8 ANALIZA INTEGRALNIH MOSTOVA

Jedan od razloga za nedovoljnu primjenu integralnih mostova je težnja projektanata za jasnim aplikativnim statičkim sistemima grednih mostova.

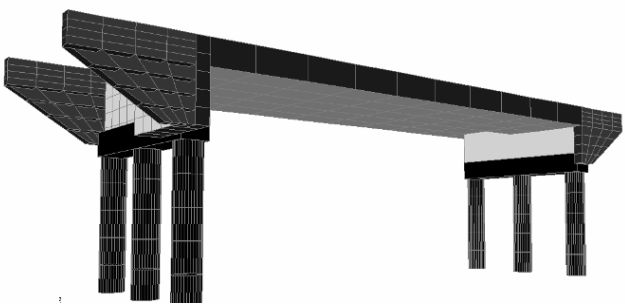
Savremena računska - kompjuterska oprema i programi koji se zasnivaju na teoriji konačnih elemenata omogućuju egzaktniju i brzu analizu integralnih mostova na prostornom 3 D modelu (slika 30).

Integralni i konvencionalni mostovi se međusobno razlikuju po načinu preuzimanja uticaja od promjene temperature, reologije betona i deformacija.

Kod konvencionalnih mostova horizontalne deformacije su slobodne, a kod integralnih mostova su djelimično sprečane kontaktom sa tlom i nasipom.

Interancija most – temeljna tla i nasip je bistvenog značaja za ponašanje konstrukcije pri preuzimanju uticaja i deformacija posebno pri preuzimanju parazitnih deformacija.

Statičku analizu pojedinih nosivih dijelova integralne konstrukcije nije moguće obrađivati odvojeno jer je nosiva konstrukcija integralna sa konpleksnim interaktivnim djelovanjem rasponske konstrukcije, obalnih stubova sa krilnim zidovima, srednjih stubova, temelja (šipova), temeljnog tla i trupa ceste.



Slika 30

Veličina parazitnih opterećenja zavisi od geometrije objekta od odnosa krutosti između rasponske konstrukcije i stubova i od krutosti temeljnog tla. Kod monolitne – krute povezanosti rasponske konstrukcije sa obalnim stubovima je posebno značajns realna ocjena krutosti temeljnog tla. Pri projektovanju integralnih mostova je neophodna veća saradnja projektanta sa geomehaničarim nego kod projektovanja konvekcionalnih mostova. Najbolji način da se izbjegne rizik nepravilne procjene krutosti tla, da se statičke veličine i deformacije integralne konstrukcije sračunaju za dvije krajnije vrijednosti karakteristike temeljnog tla. Ocjena realne krutosti tla i promjene vrijednosti po dubini je objektivno vrlo težka. Ako na primjer za integralni most sa slike 30 uzmemo niske vrijednosti koeficijenata krutosti tla, dobićemo za cca 15 % veće vrijednosti momenata i deformacija u sredini rasponske konstrukcije u odnosu na krajnje visoke vrijednosti koeficienata krutosti dobiju se za cca 10 do 15 % veće vrednosti momenata na spoju rasponske konstrukcije stubova. Sa manjim dodatkom armature ili kablova treba preuzeti ekstremne uticaje za oba slučaja.

Statičke veličine od parazitnih uticaja su odvisne i od koeficienta temperaturnog izduženja i modula elastičnosti betona. Na te karakteristike materijala se može uticati izborom agregata.

Ako statička analiza pokaže da se parazitni uticaji, a posebno uticaji od promjene temperature ne mogu preuzeti monolitnom krutom vezom i modificiranim nasipom, tada treba opustiti krutu vezu i projektovati semi integralnu konstrukciju

LITERATURA

(1) Opšta smjernica za projektovanje mostova, izdanje 2005, Ljubljana

(2) M. Pötzl, J. Schlaich (1996), Robust Concrete Bridges without Bearings and Joints
(Structural Ingeneering International 4/96), Zurich

(3) S. Engelsmann, J. Schlaich, K. Schacher (1999) Integral Betonbrücken (Beton und Stahlbeton), Berlin

(4) M. Pržulj (2000) Stanje in razvoj mostov –integralni mostovi, referat za 5. slovenski kongres o cestah in prometu, Bled, oktober 2000

(5) G. England, N. Tsang, D. Bush (2000) Integral bridges, Thomas Telford l.t.d. London

(6) M. Pržulj (2002), Razmišljanja o autocestama i koncepciji mostova povećane trajnosti i skladnijeg izgleda, Hrvatski kongres konstruktera, Brijuni, junij 2002

(7) M. Pržulj (2003), Nadvožnjaci na autocestama, Građevinar, Zagreb, februar 2003

(8) D. Berger, C. Graubner, E. Pelke, M. Zink, (2003) Entwurfshilfen für integrale Strassenbrückes Hessisches Landesamt für Strasen – und Verkehrswesen Wiesbaden Besonderheiten bei Entwurt und Bemessung Integroler Betonbrücken Beton und Stahlbetonbau 99, Heft 4, 2004

(9) M. Pržulj, Cestni premostitveni objekti in galerije, 7. slovenski kongres o cestah in prometu, Portorož 2004

(10) D. Berger, C. Graubner, E. Pelke, M. Zink Besonderheiten bei Entwurt und Bemessung Integroler Betonbrücken, Beton und Stahlbetonbau 99, Heft 4, 2004

(11) M. Plötzl, F. Naumann, Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern, Beton und Stahlbetonbau 100 Heft 8, 2005

(12) M. Pržulj (2003), Up To Date Concepts of Overpasses on Motorway, 7th International Coference on Short nd Medium Span Bridges, Montreal, Canada, avgust 2006

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Aleksandar Bojović[1], Vukan Njagulj[2]

IDEJNI PROJEKT ŽELEZNIČKO-DRUMSKOG MOSTA PREKO DUNAVA U NOVOM SADU

U članku se prikazuju najbitnije pojedinosti Idejnog projekta novog Železničko-drumskog mosta preko Dunava u Novom Sadu, koji treba da se izgradi na lokaciji starog mosta („Žeželjevog mosta“ 1964-1999.). Most je sa dva železnička koloseka, dve drumske trake i dve pešačke staze. Glavni noseći sistem je čelična konstrukcija, sistema lukova sa zategama. Kolovozna konstrukcija je spregnuta čelik-beton. Rasponi konstrukcije su 27+177(+3)+219+48 m. Most je oslonjen na pet stubova. Centralni stub je oslonjen na temeljnu stopu starog mosta, jedan od stubova na keson starog mosta, a ostali na fundamente sa bušenim šipovima. Most je projektovan prema aktuelnim nemačkim i evropskim normama, kao prvi u Srbiji.

Ključne reči: most, železničko-drumski most, čelična konstrukcija, lučni most.

THE PRELIMINARY DESIGN OF THE RAILWAY ROAD BRIDGE ACROSS THE DANUBE IN NOVI SAD

This article presents the most important details from Preliminary Design of a Railway-road bridge across the Danube River in Novi Sad, Serbia. It should be built on the location of the old bridge (1964-1999). The new bridge is consist of two railway tracks, two road lines and two footpaths. The main bearing system is a steel structure - the system of arches with ties. The deck structure is of a composite steel-concrete. Structure spans are of the next dimensions: 27 +177(+3)+219+48 m. The bridge is supported by five piers. The central pier is supported by the foundation of the old bridge, one of the piers by old caisson and the rest of the piers by the bored piles foundations. The bridge is designed according to the current German and European norms.

Key words: Bridge, Railway Road Bridge, Steel Structure, Arch Bridge.

1 dipl.ing.građ., tehnički direktor, Delfin Inženjering, d.o.o., Beograd, Jastrebovljeva 25.
2 dipl.ing.građ., Institut IIPP d.o.o., Beograd, Jurija Gagarina 12b.

1 UVOD

Idejni projekt i Tenderski dokumenti za novi Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu urađeni su na osnovu ugovora investitora projekta – Delegacije Evropske unije za Srbiju (DEU) i projektanata – italijanskog konzorcijuma Italferr i IRD Engineering, kao i ugovora pomenutog konzorcijuma i lokalnog partnera i podizvođača, (videti dalje t. 5).

Kratak pregled razvoja projekta:

- maj 2007: Italferr i IRD dobijaju DEU-konkurs za projektovanje;
- jun 2007: start izrade ugovorene tehničke dokumentacije, (Idejno rešenje, Idejni projekt, Glavni projekt, Tenderski dokumenti);
- novembar 2007: Idejno rešenje mosta; odobreno decembra 2007;
- mart 2008: Železnice Srbije izdaju Tehničke uslove po kojima most postaje trokolesečan, čime se Projektni zadatak DEU bitno menja;
- jun 2008: novo (drugo po redu) Idejno rešenje mosta;
- avgust 2008: završen i predat Idejni projekt, urađen prema drugom Idejnom rešenju;
- maj 2009: novi Proj. zadatak [2], sa bitnom promenom sadržaja kolovozne površine;
- jun 2009: novo (treće po redu) Idejno rešenje mosta, prema [2];
- oktobar 2009: novi (drugi po redu) Idejni projekt, po obimu detaljniji od uobičajenih idejnih projekata i kao zamena za ugovoreni glavni projekt;
- decembar 2009: Tenderski dokumenti završeni i predati;
- juli 2010: zvanično primljeni Tenderski dokumenti posle završetka svih procedura;
- jesen 2010: tenderske procedure i izbor izvođača;
- 2011-2013: gradnja mosta.

Projektni zadatak [2], sastavljen od oficijelnog investitora – Železnica Srbije sadrži sledeće osnovne zahteve:

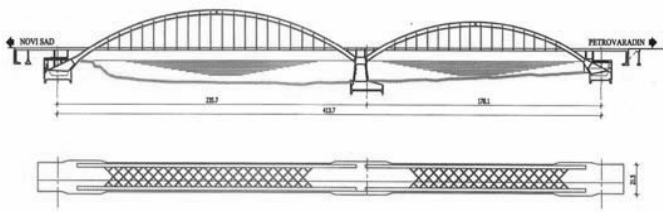
- lokacija mosta: Lokacija starog mosta, na trasi međunarodne magistralne pruge pruge broj 2 Beograd - Stara Pazova – Inđija – Subotica - državna granica – Budimpešta, (slika 1);
- saobraćaj na mostu: 2 koloseka + 2 drumske trake + 2 pešačke staze;
- sistem konstrukcije: lučni, čelični; (ovo je bio i urbanistički uslov prema [3]);
- brzine vozova: putnički – 160 km/h, teretni – 120 km/h;
- saobraćajnice: razmak koloseka = 4,20 m, drumske trake = 2 x (3,50+0,35) m;
- instalacije na mostu: vodovodne cevi, 2 x ϕ 610 mm, razni električni i telekomunikacioni kablovi, rasveta javna i dekorativna, saobraćajna signalizacija, sistem za odvodnjavanje kolovoza;
- fundiranje: iskoristiti temelje starog mosta u meri koliko je to moguće;
- norme za projektovanje: vodeća norma Ri 804:2003, [5] i sa njom u vezi DIN-Fb 101 do 104, [6] do [8]; (tj. projektovanje po Evropskim normama, pošto su DIN-Fb u potpunosti zasnovani na EN).

2 OPŠTE O MOSTU

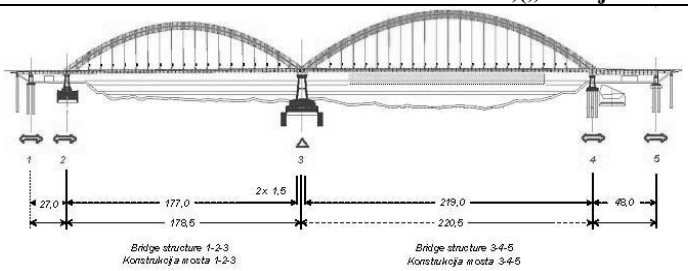
Železničko-drumski most preko Dunava u Novom Sadu je potpuno novi most (slika 3), različit od starog (slika 2) po svim karakteristikama. Jedina sličnost je vizuelna, novi most je lučni, (mada različitog sistema lukova), ali je urbanistički tražena sličnost zadovoljena.



Slika 1: Novi Sad. Lokacija Železničko-drumskog mosta.



Slika 2: Stari Železničko-drumski most u Novom Sadu,(„Žeželjev most“ 1961-1999.)



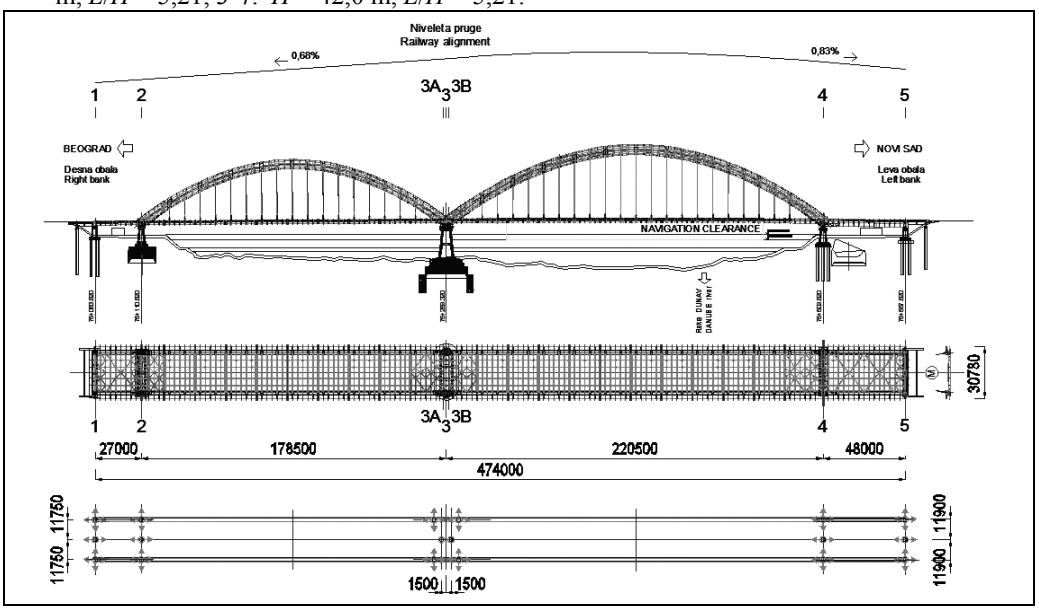


Slika 3: Novi Železničko-drumski most u Novom Sadu.

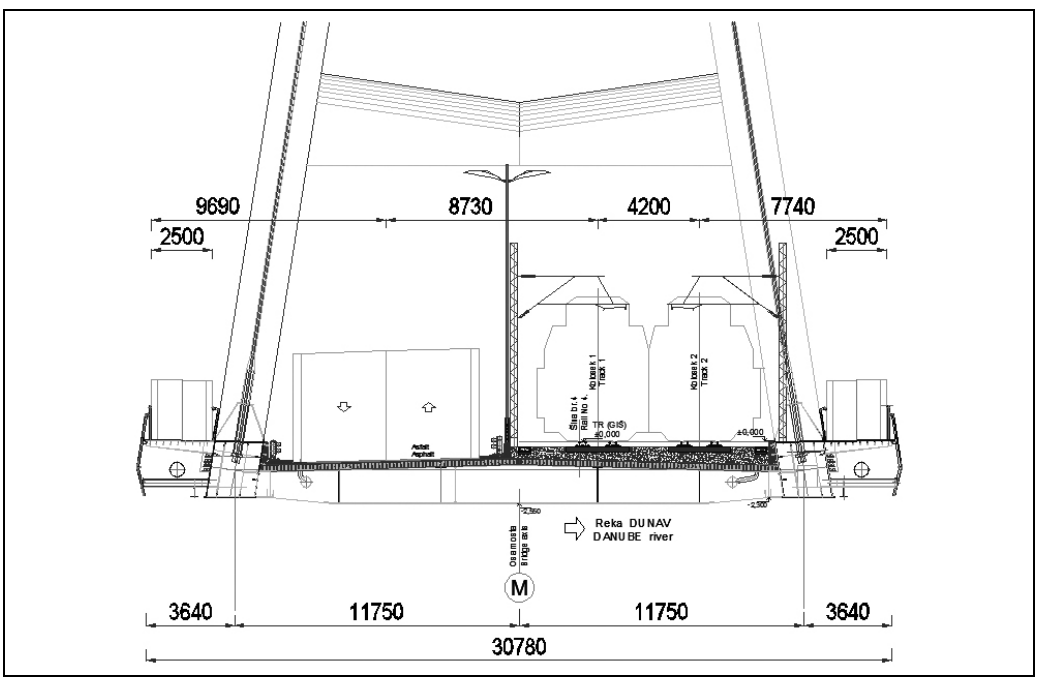
Osnovne karakteristike mosta:

- niveleta koloseka: prema saobraćajnom rešenju vođenja koloseka – zadovoljenjem uslova što kraćeg povezivanja sa postojećim kolosekom i obezbeđenjem plovnog profila ispod mosta;
- statički sistem: lukovi sa zategom; dve nezavisne konstrukcije, deo *1-2-3*: 27,0+177,0 m, deo *3-4-5*: 219,0+48,0 m, (slika 4); (dalje o konstrukciji mosta videti t. 3);
- položaj stubova: centralni stub prema položaju temeljne stope starog mosta, ostali stubovi prema uslovima na obalama; razmaci stubova *1-2-3-4-5*: 27,0 + 178,5 + 220,5 + 48,0 m;

- osnovne dimenzije: ukupna dužina *1-5* = 474,0 m; širina mosta između spoljnih ivica maski = 31,600 m; osni razmak zatega = 23,500 m (slika 5); visine lukova: *2-3*: H = 34,0 m, L/H = 5,21, *3-4*: H = 42,0 m, L/H = 5,21.



Slika 4: Niveleta pruge, podužni presek, kolovozna konstrukcija, raspored ležišta.



Slika 5: Tipičan poprečni presek mosta.

3 KONSTRUKCIJA MOSTA

3.1 OPŠTI ZAHTEVI

Na izbore i odluke prilikom projektovanja mostovske konstrukcije odlučujući uticaji su bili: elementi Projektnog zadatka [2], zahtevi normi [5] do [8], zahtev racionalne montaže i potreba postizanja optimalnih količina materijala konstrukcije.
Niveleta železničke pruge, a odatle i položaj konstrukcije mosta prilagođeni su plovnom profilu Dunava ispod mosta, tehničkim uslovima za projektovanje železničkih pruga i priključivanju železničke pruge postojećim kolosecima na obe obale. Niveleta pruge novog mosta na najvišem mestu je za oko 1,10 m viša od stare. Osni razmak koloseka je 4200 mm prema Evropskom sporazumu o najvažnijim međunarodnim železničkim prugama iz 1989.
Debljina tucaničkog zatora je min 350 mm što je veće od zahteva Ril 804:2003 (300 mm).
Poprečni pad kolovozne ploče je 2,5% i odgovara uslovima odvodnjavanja i puta, i pruge.
Čelik konstrukcije je S355J2G3, S355K2G3 i S355N/L prema EN 10025:1993 i sa ograničenjima debljina prema uslovima Ril 804:2003 [5] i DIN-Fachberichte 103:2003 [7].
Zahtevi normi: Zahtevi merodavnih evropskih i nemačkih normi za železničke mostove su daleko obimniji i najvećim delom potpuno novi u odnosu na dosadašnju praksu projektovanja železničkih mostova u Srbiji. U Srbiji su, naime, formalno definisana jedino opterećenja – prema Pravilniku 316:1991, (urađenom inače prema prvom od šest delova nemačkog DS 804:1982), dok je sve ostalo ostavljeno opštim normama i volji projektanta, pri čemu su uslovi upotrebljivosti ostajali potpuno nedefinisani, (osim neformalnih „L/1000“ za deformacije).
U ovom projektu posebno važni i odlučujući su bili sledeći uslovi graničnih stanja nosivosti (ULS) i upotrebljivosti (SLS), čiji kratak pregled je dat u t. 3.4.

3.2 GLAVNI NOSEĆI SISTEM – IZBOR REŠENJA

Izbor osnovnog sistema konstrukcije mosta proistekao je, kao što je prethodno već rečeno iz uslova Projektnog zadatka [2] i Urbanističkih uslova [3]. Prema pomenutim uslovima most mora da bude vizuelno sličan starom, lučni i čelična konstrukcija. Ovi zahtevi isključili su mogućnost razmatranja analize racionalnosti drugačijih sistema konstrukcije mosta.

Zahtevi iz [2] i [3] takođe su bitno suzili analize mogućih sistema unutar grupe sistema lučnih mostova: 1) puni luk sa zategom, 2) rešetkasti luk sa zategom, 3) luk sa (rešetkastom) gredom, 4) dvostruki puni luk sa zategom. Zahtevi [2] i [3] praktično su vodili samo jednom sistemu – sistemu punog luka sa zategom, jer je jedino on sličan po izgledu starom mostu. Projektanti su analizovali i alternativne sisteme 2), 3) i 4) i zaključak je bio da su vrlo racionalni, u ponečemu i boljih karakteristika od unapred usvojenog sistema 1), ali su ipak odbačeni zbog kršenja osnovnog elementa Projektnog zadatka i Urbanističkih uslova – da most mora da je sličan starom. Na osnovu prethodnog u Idejnom projektu [4] je usvojen sistem mosta sa zategom.

Podela konstrukcije: Konstrukcija mosta podeljena je na dve celine: 1) deo mosta između osa *1-2-3*, gde je podužno fiksni oslonac u osi *3*; 2) deo mosta između osa *3-4-5*, gde je podužno fiksni oslonac u osi *3*; 3) između oslonaca konstrukcija u osi 3 (pomoćne ose *3A* i *3B*) je prelazna konstrukcija (*3A-3B* = 3,00 m). Razlog podele mosta jeste nastojanje da se uprosti montaža mosta, tj. da se izbegnu komplikovani radovi povezivanja masivnih konstrukcija

lukova u osi *3*. Sam stub u osi *3*, zbog velikih dimenzija odatle i nosivosti postojećeg temelja, iskorišćen je za prijem svih podužnih sila od pokretanja i kočenja vozila, vetra i seizmike.

Veličine raspona mosta određene su iz sledećih uslova: 1) raspon *1-2*: iz uslova uređenja desne obale, iz položaja postojećeg temelja u osi *2* i iz statičke analize sistema *1-2-3* (sa ciljem da se izbegnu zatežuće reakcije oslonaca u osi *1*); 2) rasponi *2-3* i *3-4*: iz položaja postojećih temelja u osama *2* i *3*; 3) raspon *4-5*: iz uslova uređenja leve obale, iz položaja postojećeg temelja kod ose *4* i iz statičke analize sistema *3-4-5* sa ciljem da se postigne dovoljna nosivost i upotrebljivost dela *4-5*.

Veličine strele i preseka lukova *2-3* i *3-4* određene su iz varijantnih proračuna najkritičnijeg uslova projektovanja – zadovoljenja uslova dopuštenih rotacija na osloncima u osi *3* kao jednog od kriterijuma upotrebljivosti, gde usvojena prelazna ploča *3A-3B* pomenuta bitno ublažava problem. Pri tom se pokazalo da povećanje strele lukova ima zanemarljiv uticaj na smanjenje deformacija. Projektovane dimenzije lukova su praktično maksimalne racionalne dimenzije konstrukcije luka sa sandučastim poprečnim presekom. (Prema ovom kriterijumu gledano sistemi rešetkastog lukova sa zategom ili luka sa rešetkastom gredom su povoljniji).

Osnovni podužni raster konstrukcije od 3,000 m odabran je posle sledećih razmatranja: 1) moguće nosivosti poprečnih nosača kolovozne konstrukcije obzirom na njihovu ograničenu visinu preseka i moguću sadejstvujuću širinu betonske kolovozne ploče koja inače proističe iz raspona poprečnih nosača; 2) veličina momenata savijanja kolovoznih betonskih ploča; 3) veličina momenata savijanja zatege između tačaka vešanja.

Širina lukova i zatega iznosi 2,000 m, a usvojena je posle razmatranja: 1) globalne i lokalne stabilnosti lukova; 2) potrebnih širina dijafragmi lukova i zatega i otvora u njima za prolaz službenog osoblja; 3) potrebnih širina lukova i zatega na mestu oslanjanja na ležišta, usklađenih sa mogućim dimenzijama ležišta obzirom na sile i deformacije mosta u oslonačkim tačkama.

Izbor vešaljki: Vešaljke su kablovi odabrane prilikom izbora kablovi ili krute čelične konstrukcije. Prednosti kablova nad krutim čeličnim konstrukcijama su sledeće: 1) bez potrebe za montažnim nastavcima, (dužine vešaljki su do 42 m); 2) bitno viša otpornost na zamor; 3) efikasnije mogućnosti prigušenja oscilacija od delovanja saobraćaja i vetra; 4) adekvatnije obrade spoljnih površina obzirom na aeroelastičnu stabilnost.

3.3 KOLOVOZNA KONSTRUKCIJA – IZBOR REŠENJA

Usvojena kolovozna konstrukcija je spregnuta, čelično-betonska. U odnosu na drugu razmatranu varijantu, kolovoznu konstrukciju kao čeličnu sa ortotropnom pločom, spregnuta kolovozna konstrukcija ima sledeće prednosti: 1) bitno nižu cenu izrade i montaže; 2) veću otpornost na zamor; 3) manju buku prilikom odvijanja saobraćaja; 4) bitno manju opasnost zaleđivanja drumskog kolovoza; 5) jednostavnije održavanje.

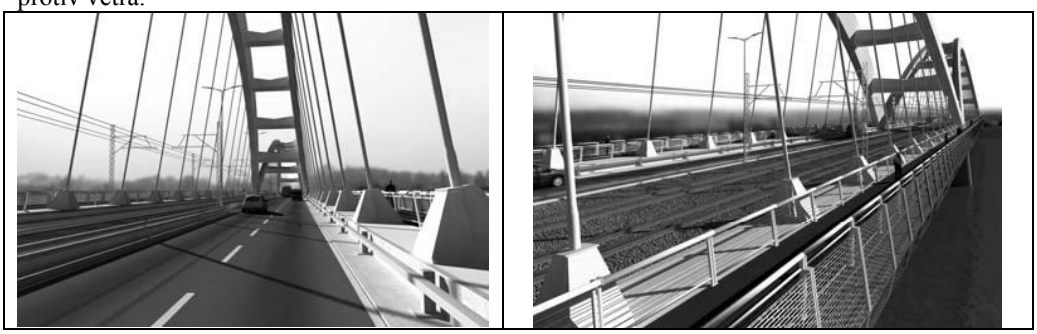
Kolovozna ploča je betonska debljine t = 250 mm, livena na licu mesta, od betona klase C40/50 (cilindar/kocka) prema EN 1992-1-1:2004, odnosno DIN-Fb 102:2003. Klasa betona C40/50 je inače najviša dozvoljena klasa betona prema Ril 804:2003 za ploču livenu na licu mesta. Kolovozna ploča je povezana sa čeličnim poprečnim i podužnim nosačima automatski zavarenim moždanicima sa glavom ϕ 25 x 175 mm prema DIN EN ISO 13918:1998 i DIN EN ISO 14555:1998. Armatura ploče je od čelika B500 prema EN 10080:2005.

Poprečni nosači su I-preseka, visine 1092 mm $\leq h \leq$ 1613 mm. Visina preseka je ograničena sa gornje strane niveletom i potrebnim debljinama tucaničkog zastora i betonske kolovozne ploče, a sa donje strane položajem donje ivice konstrukcije mosta prema gornjoj

ivici plovidbenog profila. Pomenuti razmak poprečnih nosača od 3,000 m proistekao je kao optimalan obzirom na nosivost poprečnih nosača sa datom visinom.

Poprečni nosači su udvojeni na razmaku od 18 do 24 m, tj. na dužini sekcija betonske kolovozne ploče. Ovim rešenjem je u velikoj meri onemogućena saradnja kolovozne konstrukcije sa zategom, gde bi naponi zatezanja u betonskoj kolovoznoj ploči bili samo parazitni. Naponi zatezanja u kolovoznoj ploči su zbog pomenutog prekida ploče bitno smanjeni i mogu se primiti bez ikakvog problema podužnom armaturom ploče.

Podužni nosači su I-preseka, visine koja proizilazi iz visine poprečnih nosača. Broj podužnih nosača od 3 podužna nosača, (1, 2, 3 ili više), određen je iz sledećih razmatranja: 1) potrebe da njihov broj bude minimalan zbog ogromnog broja ukrštanja sa poprečnim nosačima celom dužinom mosta; 2) potrebe da sa poprečnim nosačima izgrade efikasan roštiljni sistem za ujednačeno prenošenje vertikalnih delovanja; 3) cilja da svojim rasporedom bitno smanje lokalno savijanje kolovozne ploče; 4) potrebe da se optimalno uklope u geometriju sprega protiv vetra.



Slika 6: Kolovozne površine – druma i koloseka.

3.4 PRORAČUN KONSTRUKCIJE

Proračun konstrukcije urađen je u potpunosti prema normama propisanim Projektnim zadatkom Železnica Srbije [2] – videti t. 1. Proračun je izuzetno obiman, najmanje tri puta obimniji od do sada uobičajenog kod nas. Nekoliko karakterističnih podataka:

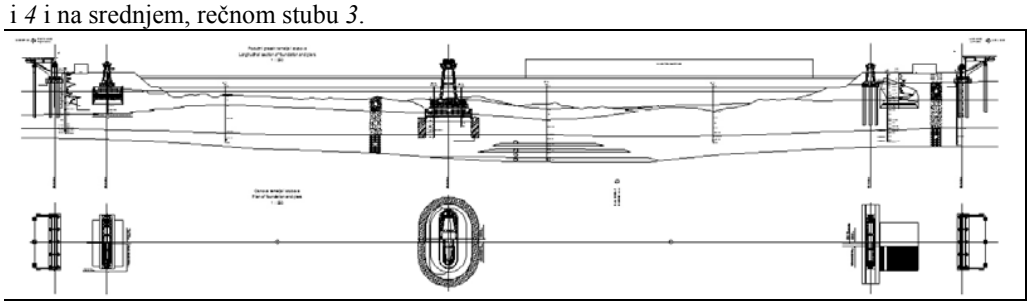
- karakt. opterećenja: težine konstrukcije čelične (s) i betonske (c) - $G_{1,s,k} \approx 245$ kN/m, $G_{1,c,k} \approx 140$ kN/m; stalna opterećenja $G_{2,k} \approx 230$ kN/m; saobraćajna opterećenja, železnička i drumska - $q_{v,k} = 80+150 = 230$ kN/m i $q_{i,k} = 41$ kN/m; pešačka navala $q_{ifk} = 25$ kN/m;
- bitne karakteristike proračuna: dinamičke karakteristike konstrukcije → dinamički koeficijent Φ, železnička opterećenja kao $F(x;t)$ (time hystory), grupe (gr) saobraćajnih opterećenja – 13 železničkih i 5 drumskih, oko 5000 uticajnih linija i oko 40000 sila; ekstremne presečne sile (4 kombinacije) i deformacije, vertikalna ubrzanja; oscilacije – vertikalne, horizontalne, torzione; zamor – koncept $\Delta\sigma$;
- dokazi graničnih stanja nosivosti (ULS), zamora (Fat) i upotrebljivosti (SLS): **ULS**: naponi, izbočavanje; **SLS**: oscilacije $n_{V,i}$, n_{Hi}, $n_{Z,i}$ [Hz], vertikalna ubrzanja a [m/s^2], vertikalne deformacije δ_Z [mm], rotacije na osloncima θ [rad], uvrtanje kolovozne table (kao denivelacija šina [mm], aeroelastična stabilnost kolovozne konstrukcije (odvajanje vrtloga, maksimalne amplitude, torziona kretanja, flater) i vešaljki (odvajanje vrtloga, galopiranje, vibracije izazvane kišom i vetrom); **Fat**: zamor likova, zatega, vešaljki, kolovozne konstr.;

- utrošci materijala: čelik 11800 t, sekundarne konstrukcije 550 t, kablovi 160 t; čelik 8,3 (t/m)/kolosek, (most po ukupnim saobraćajnim opterećenjima odgovara trokolosečnom mostu); beton i armatura kolovozne konstrukcije 3200 m^3 (0,31 m^3/m^2) i 1590t (155 kg/m^2); svi specifični utrošci materijala su, prema svetskoj literaturi, u optimalnim granicama;
- očekivano koštanje mosta: 60.000.000 EUR, (30 mil. donacija EU, 30 mil. Srbija).

4 STUBOVI I TEMELJI

4.1 UVOD

Dispoziciono rešenje temelja i stubova novog mosta (slika 7) uslovljeno je sa više faktora koji su uzajamno povezani. Projektnim zadatkom je definisan izgled rečnog dela konstrukcije mosta što je uslovilo da se, ukoliko je to moguće, postojeći temelji starog mosta iskoriste za oslanjanje konstrukcije novog mosta. Stubovi i temelji starog mosta su, kao oslonci lučnih konstrukcija, bili opterećeni i velikim horizontalnim silama dok konstrukcija novog mosta, čiji je statički sistem iznad reke *luk sa zategom*, na stubove primarno prenosi vertikalne sile. Zbog toga je nosivost postojećih temelja dovoljna iako su vertikalna opterećenja od novog mosta daleko veća nego što su bila od starog mosta. Po projektnom rešenju most je oslonjen na ukupno 5 stubnih mesta, na krajnjim stubovima *1* i *5*, na srednjim stubovima na obalama reke *2* i *4* i na srednjem, rečnom stubu *3*.



Slika 7: Stubovi mosta, ose 1 do 5, podužni presek i osnova.

Položaj oporaca lukova starog mosta na desnoj obali i u reci je povoljan, a nosivost, uz dodatne tehničke intervencije, odgovarajuća opterećenjima od novog mosta pa je dispozicionim rešenjem konstrukcije mosta predviđeno da se ti postojeći temelji iskoriste za oslanjanje konstrukcije novog mosta. Položaj oporca luka starog mosta na levoj obali je za novoprojektovani statički sistem luka sa zategom veoma nepovoljan pa ovaj temelj, iako je dovoljne nosivosti, nije iskorišćen za oslanjanje konstrukcije mosta. Stubovi *1*, *4* i *5*, koji su u celini novi, fundirani su na velikim bušenim šipovima.

Zbog promene namene mosta u odnosu na stari most, projektom konstrukcije mosta je predviđeno proširenje mosta na uzvodnu stranu što je dovelo do značajnog povećanja već postojećeg ekscentriciteta osovine starog mosta u odnosu na osovinu postojećih temelja stubova. Ekscentričan način oslanjanja je bio naročito nepovoljan za relativno uzan temelj stuba *2*. Problem je rešen tako što je izvršena rotacija položaja pravca koloseka u osnovi, a time i osovine mosta oko izabrane tačke na levoj obali u pravcu suprotnom kazaljki na satu.

Glavna konstrukcija mosta se na svim stubovima oslanja (slika 4) direktno na obostrano pokretna ležišta, a nepokretna ležišta – obostrano nepokretna na stubu *3* (koji ima veliku

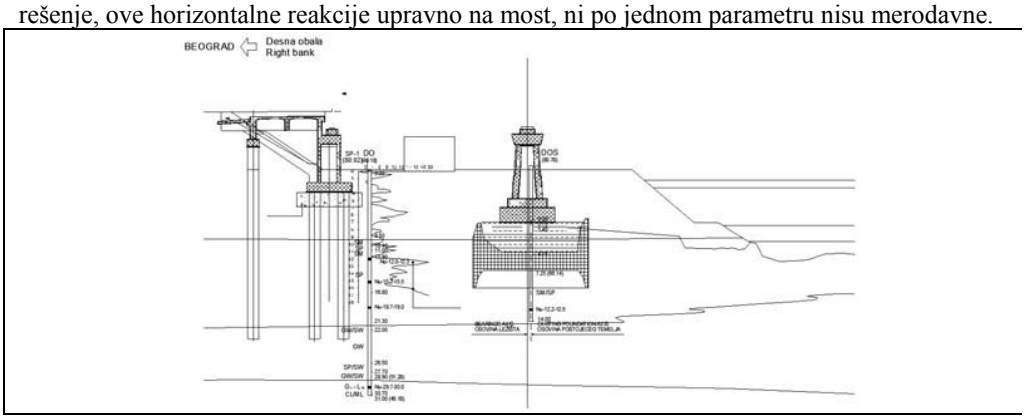
nosivost za horizontalne sile u podužnom pravcu) i poprečno nepokretna na stubovima *1*, *2*, *4* i *5* – nalaze se u osovini mosta.

Pre donošenja odluke o korišćenju postojećih temelja stubova *2* i *3* za fundiranje mosta obavljeni su obimni pripremni radovi: pregled postojeće projektne dokumentacije i dokumentacije o izvođenju radova na fundiranju starog mosta - posebno o postupku koji je primenjen tokom radova na iskopu i betoniranju u kesonskim komorama, razmatranja mogućih oštećenja na postojećim temeljima pri rušenju mosta uzrokovanog bombardovanjem, podataka o stanju i promenama korita reke posle rušenja i uklanjanja ostataka srušenog mosta, geoistražni terenski i laboratoriski radovi uključujući i izradu bušotina kroz postojeće temelje kao i snimanja sadašnjeg stanja dna korita reke u široj zoni mosta. Analiza uzoraka betona uzetih iz postojećih temelja pokazala je da raspored konstruktivnog betona i betona ispune odgovara projektu a kvalitet betona je znatno veći nego što je projektom zahtevano. Na osnovu rezultata geoistražnih radova analizirana je i mogućnost da je, bez obzira na masu i dubinu ukopavanja temelja, tokom rušenja konstrukcije mosta moglo doći do pomeranja temelja u oba pravca kao i rotacije temelja. Težište analiza i istražnih radova je bilo na stanju i upotrebljivosti postojećeg temelja rečnog stuba *3*.

U vezi rezultata navedenih analiza, statičkih i konstruktivnih rešenja u projektu stubova i temelja, kao i projektom predviđenog načina izvođenja radova, posebno na rečnom stubu *3* u ovom tekstu su za pojedine stubove navedeni samo karakteristčni detalji.

4.2 STUBOVI 1 I 5 – STUBOVI NA DESNOJ OBALI

Parovi stubova *1-2* i *4-5* (slika 8, slika 9) imaju specifična opterećenje koja potiču od horizontalnih reakcija upravno na most koje su u značajnoj meri uvećane zbog nesrazmernog odnosa raspona kontinualnih konstrukcija *1-3* i *3-5*. Horizontalne reakcije upravno na most, zbog dispozicionog rešenja konstrukcije mosta (zakošenosti lukova) i sila u glavnim nosačima, izazivaju sva opterećenja na mostu izuzev opterećenja koja su simetrična u vertikalnoj ravni. Poprečno pomeranje konstrukcije krajnjih stubova *1* i *5* koje te reakcije mogu da prouzrokuju po parametru upotrebljivosti kod železničkih mostova, svakako je veoma nepovoljno. Zbog toga su projektom predviđene posebne mere za smanjenje bočne pomerljivosti ovih stubova - zamena nekvalitetnog sloja podlta koja će biti izvedena pre izrade bušenih šipova i odgovarajuće konstruktivno oblikovanje čeonih zidova. Za stubove *2* i *4*, koji su opterećeni i drugim velikim reakcijama konstrukcije mosta, čime je uslovljeno i njihovo dispoziciono rešenje, ove horizontalne reakcije upravno na most, ni po jednom parametru nisu merodavne.

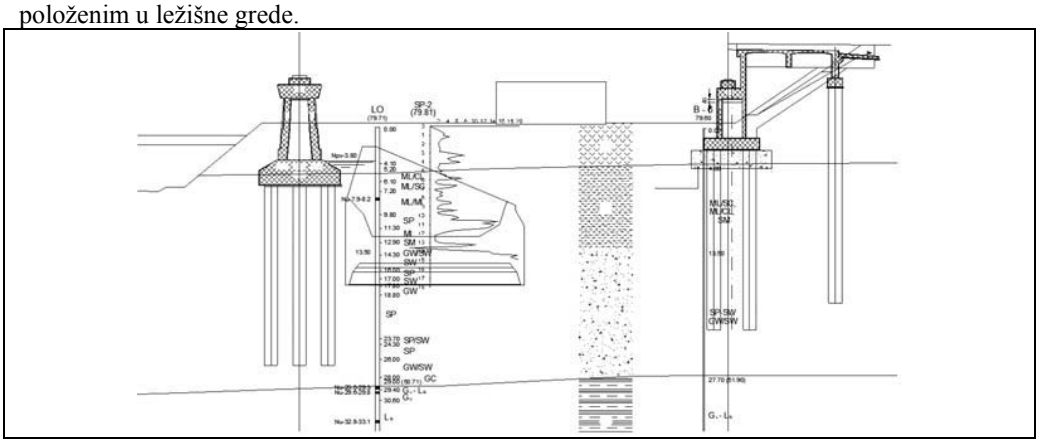


Slika 8: Stubovi na desnoj obali, u osama 1 i 2.

4.3 STUBOVI 2 I 4 – STUBOVI NA LEVOJ OBALI

Rotacijom osovine koloseka, a time i mosta, ekscentricitet osovine konstrukcije mosta u odnosu na osovinu postojećeg temelja stuba *2* smanjen je sa 2615 mm na 823 mm (na uzvodnu stranu). Time je, zbog nesimetričnih reakcija konstrukcije mosta od stalnog opterećenja (koje su znatno veće na nizvodnoj strani mosta) i izbalansirane težine novog stuba, postignuto da je opterećenje temeljne spojnice od stalnog opterećenja praktično centrično. Sličan postupak je primenjen i pri projektovanju rasporeda šipova na novom stubu *4* i to tako što je, radi nivelisanja maksimalnih opterećenja u šipovima, osovina šipova pomerena u odnosu na osovinu mosta za 1200 mm na nizvodnu stranu.

Na stubovima *2* - *4* vertikalne reakcije se najvećim delom prenose preko bočnh ležišta koja su postavljena blizu krajeva ležišnih greda na rastojanju od skoro 24,0 m. Radi uvođenja tih sila u presek stuba kao celinu i radi smanjenja mogućnosti pojave prslina od efektivnih i parazitnih napona zatezanja u betonu predviđeno je prednaprezanje konstrukcije stuba, ležišnih greda i tela stuba, u pravcu upravno na osovinu mosta, kablovima odgovarajuće nosivosti položenim u ležišne grede.



Slika 9: Stubovi na levoj obali, u osi 4 i 5.

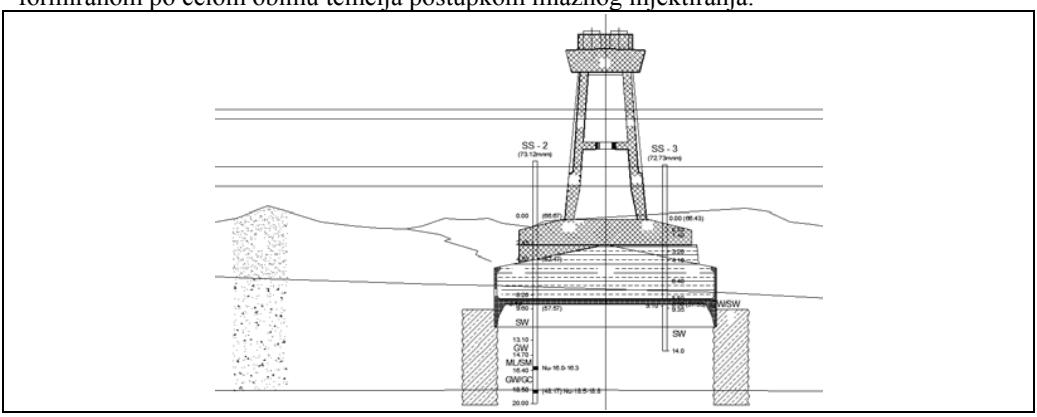
4.4 STUB 3 – REČNI STUB

Dimenzije elemenata novog stuba (slika 10) određene su skladu sa dimenzijama mosta i same vodene prepreke ali i u skladu sa konstruktivnim zahtevima koji proističu iz dimenzija postojećeg temelja koje su veoma velike - 39,50x24,50 m. Nosivost svih postojećih i novih konstruktivnih elemenata ovog stuba je izuzetno velika pa su i zato na ovom stubu smeštena nepokretna ležišta za obe konstrukcije. Poseban razlog za povećanje dimenzija „temeljne stope“ novog stuba, koja se oslanja direktno na postojeći temelj, je moguće (mada malo verovatno) oštećenje postojećeg temelja za koje postoje indicije da je nastalo pri rušenju bivšeg mosta. Dimenzije novog „temelja“ su određene tako da se postojeći temelj, uz radove na sanaciji i ojačanju koji su predviđeni projektom, i koji se mogu kvalitetno obaviti radom u suvom, pod zaštitom priboja od talpi, može tretirati ne kao konstruktivni elemenat već kao veoma kvalitetna zamena materijala podtla.

Temelj stuba *3* je pri bombardovanju i rušenju mosta bio opterećen silama koje je nemoguće računski obuhvatiti. Rušenje lučnih konstrukcija gornjeg stroja rečnog dela mosta izazvano je direktnim pogocima avionskih bombi u delove konstrukcije većeg luka u zoni

oslanjanja na rečni stub. Po položaju ostataka - delova konstrukcije mosta i oštećenjima na glavi i telu stuba može se sa znatnom sigurnošću tvrditi da je pri rušenju konstrukcije mosta prvo pao veći luk, a da je zatim manji luk (horizontalnim potiskom) odgurao ležišnu gredu sa sandučastog dela stuba. Time je manji luk, koji u toku bombardovanja nije bio direktno oštećen, izgubio horizontalni oslonac, što je dovelo i do njegovog rušenja.

Posle rušenja mosta došlo je do intenzivne degradacije dna nizvodno i zasipanja uzvodno od ostataka srušenog mosta. Degradacija je bila posebno izražena u matici reke uz levu obalu. Pri uklanjanju konstrukcije, u pojedinim fazama radova, zbog opšteg poremećaja toka, velike brzine vode i nepovoljnih hidrauličkih efekata izazvanih ostatacima stare konstrukcije, moglo je doći do odnošenja materijala i u zoni temelja stuba *3*. Tokom geoistražnih radova izvršeno je ispitivanja zbijenosti podtla standardnim penetracionim testom (SPT) i granulometriskog sastava tla. Rezultati nedvosmisleno dokazuju da nije došlo do podlokavanja i time prouzrokovanog poremećaja prirodnog stanja tla u zoni kontakta temelja i tla na koti 55,0 m.n.m. Projektom je ipak predviđeno ojačanje i obezbeđivanje postojećeg temelja "zavesom" formiranom po celom obimu temelja postupkom mlaznog injektiranja.



Slika 10: Stub u osi 3, centralni stub – stub u reci.

Projektom je predviđeno da se radovi na eventualnoj sanaciji postojeće temeljne stope u meri u kojoj je to potrebno i poboljšanju oslanjanja konstrukcije kesona na materijale unutar kesonske komore kao i svi ostali radovi na novom stubu izvrše u suvom, pod zaštitom priboja od čeličnih talpi. Priboj se sastoji od jednog zida talpi odgovarajuće nosivosti koji je po visini oslonjen na dva horizontalna čelična razupirača ramovske konstrukcije i na tampon sloj od armiranog podvodnog betona koji se nalazi između zida talpi i postojećeg temelja. Oslanjanje talpi u donjoj zoni je poboljšano izradom "zavese" postupkom mlaznog injektiranja sa jednim redom bušotina u prostoru između talpi priboja i postojećeg temelja i dva reda bušotina izvan priboja, po celom obimu. Visinska razlika između nivoa radne vode i nivoa gornje ivice tampon sloja, bez uticaja talasa, ukupno je 13,00 m. Sigurnost građevine na isplivavanje od potiska vode (uzgona) za nivo radne vode sa koeficijentom sigurnosti 1,10 obezbeđena je kontrateretom od gabiona ukupne težine 20.000 kN koji će biti složeni po obimu zida priboja, van radnog prostora.

Radi umirenja turbulentnog kretanja vode reke u zoni postojećeg temelja, posebno u fazi radova na pobijanju talpi na uzvodnom delu priboja, kao i radi zaštite priboja od udara plovila i predmeta koja reka može da nanese, predviđeno je da se uzvodno od temelja izvede hidraulički oblikovana zaštitna građevina. Ova građevina se sastoji od noseće konstrukcije formirane od čeličnih pobijenih “H“ šipova sa vođicama i pregradnih zidova od čeličnih talpi sa

horizontalnim osloncem između šipova na gornjoj ivici. Zaštitna građevina je oblikovana tako da između krajeva zaštitne građevine i zida priboja od talpi postoji slobodan prostor za nesmetan rad na pobijanju talpi priboja i mlaznom injektiranju.

5 UČESNICI U IZRADI IDEJNOG PROJEKTA

U izradi Idejnog projekta Drumsko-železničkog mosta preko Dunava u Novom Sadu učestvovala su sledeće organizacije i odgovorni pojedinci:

Organizacije:

Investitor za Idejni projekt i Tenderske dokumente: Delegacija Evropske komisije.
Projektanti: Italferr s.p.a., Rim, IRD Engineering, Rim.
Lokalni partner: Institut IIPP d.o.o., Beograd.
Podizvođač za konstrukciju mosta: Delfin Inženjering d.o.o., Beograd.
Projektant prema zakonima Rep.Srbije: Saobraćajni institut CIP d.o.o., Beograd.

Odgovorna lica:

Rukovodilac projekta: Prof. Mario Paolo Petrangeli;
Odgovorni projektant konstrukcije mosta: Aleksandar Bojović, dipl.ing.građ.;
Odgovorni projektant stubova i temelja: Vukan Njagulj, dipl.ing.građ.;
Projektanti konstrukcija (svi dipl.ing.građ.):
Dejan Srejić, Slobodan Jaćović, Uroš Kostić, Kristijan Koložvari, Zoran Canić.

6 LITERATURA

[1] Monofrafija "Železničko drumski most preko Dunava u Novom Sadu". Izdavačko-štamparsko preduzeće Jugoslovenskih železnica, Subotica, 1961.

[2] Terms of Reference for Preliminary Design and tender Documents for construction of the Railway-road Bridge across the Danube in Novi Sad. Public Enterprise Serbian Raiways, Sector for strategic and development, Belgrade. Belgrade, 14.05.2009.

[3] Extract of Urban plan for the reconstruction of the Railway-road Bridge across the Danube in Novi Sad. Novi Sad, 24.08.2009.

[4] An EU-funded project managed by the Delegation of the European Commission to the Republic Serbia. Project Number: EuropeAid/123989/D/SER/YU. Railway road Bridge across the Danube in Novi Sad. Preliminary Design and Tender Documents. Italferr s.p.a. Rome; IRD Engineering, Rome. Belgrade, December 2009.

[5] Ril 804:2003 DB Richtlinie 804: Eisenbahnbruecken (und sonstige Ingenieurbauwerke). Planen, Bauen und Instand halten.

[6] DIN-Fachbericht 101:2003 Einwirkungen auf Bruecken.

[7] DIN Fachbericht 103:2003 Stahlbruecken.

[8] DIN Fachbericht 104:2003 Verbundbruecken.

SAOPŠTENJA

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Duško Bobera[1], Goran Tadić[2], Zoran Luković[3]

PROJEKAT ČELIČNE KONSTRUKCIJE POKRETNOG DRUMSKOG MOSTA PREKO PORT MILENE U ULCINJU

Rezime:

Postojeći put R 15 je glavna saobraćajna veza između Ulcinja i urbanističkog područja zaliva Port Milena. Na postojećem mostu preko Port Milene postoje samo dve saobraćajne trake. Prema urbanističkom planu grada predviđen je novi most sa četiri saobraćajne trake cca 500 m severno. Novi most je predviđen u nastavku Bulevara u Ulcinju prema Port Mileni. Cilj gradnje novoga mosta je, pored povećanja kapaciteta drumskog saobraćaja, i dobijanje povećanih gabarita za planirani saobraćaj plovnih objekata u zalivu Port Milena. U radu je prikazan projekat čelične konstrukcije pokretnog mosta (Bascule bridge), centralnog dela novog drumskog mosta.

Ključne reči: Port Milena, drumski most, čelik, pokretni most, sandučast presek

DESIGN OF STEEL BASCULE ROAD BRIDGE OVER PORT MILENA IN ULCINJ

Summary:

Existing roadway R15 is the main traffic connection between Ulcinj and urban region Port Milena bay. There is only two traffic lines on the existing bridge. According to the Master plan of the city is planned to construct a new bridge with four lines. Location of the new bridge is 500m on the north. New bridge is an extension of the Boulevard in Ulcinj to the Port Milena. Construction of the new bridge is not only due to increased road transport capacity but also because of the increasing dimensions of waterway transport in Port Milena bay. This paper presents a design of the steel bascule bridge, central part of the new bridge.

Key words: Port Milena, road bridge, steel, bascule bridge, box girder

[1]dipl.građ.inž., Vodeći projektant, DB Inženjering, Beograd
[2]dipl.građ.inž., Vodeći projektant, DB Inženjering, Beograd
[3]dipl.građ.inž., Vodeći projektant, DB Inženjering, Beograd

1 OPŠTE

Postojeći put R 15 je glavna saobraćajna veza između Ulcinja i urbanističkog područja zaliva Port Milena. Na postojećem mostu preko Port Milene postoje samo dve saobraćajne trake. Prema urbanističkom planu grada predviđen je novi most sa četiri saobraćajne trake cca 500 m severno. Novi most je predviđen u nastavku Bulevara u Ulcinju prema Port Mileni. Cilj gradnje novoga mosta je, pored povećanja kapaciteta drumskog saobraćaja, i dobijanje povećanih gabarita za planirani saobraćaj plovnih objekata u zalivu Port Milena.

Projekat mosta je urađen na osnovu trase definisane u sklopu glavnog građevinskog projekata nastavka Bulevara u Ulcinju prema Port Mileni (projektant "Saobraćaj – inženjering" – Podgorica).

Uz saglasnost Investitora izmenjena je niveleta mosta (od km 0+303.99 do km 1+118.90) u odnosu na projekat Bulevara. Minimalnom izmenom zadovoljava se uslov dimenzija svetlog gabarita ispod mosta za prolaz plovila, a ujedno se dobija i racionalnija mostovska konstrukcija. Predviđeno je povećanje podužnog nagiba ispred i iza mosta sa 3.3% na 3.7%. Time je niveleta u sredini raspona podignuta za cca 70cm. Projektovana niveleta je simetrična u odnosu na planirano korito Port Milene.

Situaciono trasa na mostu je u pravcu. Niveleta je u vertikalnoj konveksnoj krivini R=1500 m a poprečni nagib 2,50%. U poprečnom pravcu projektovane su dve nezavisne konstrukcije širine po 10.10 m sa čistim razmakom od 10cm između njih, tako da je ukupna širina celog mosta 20.3m.

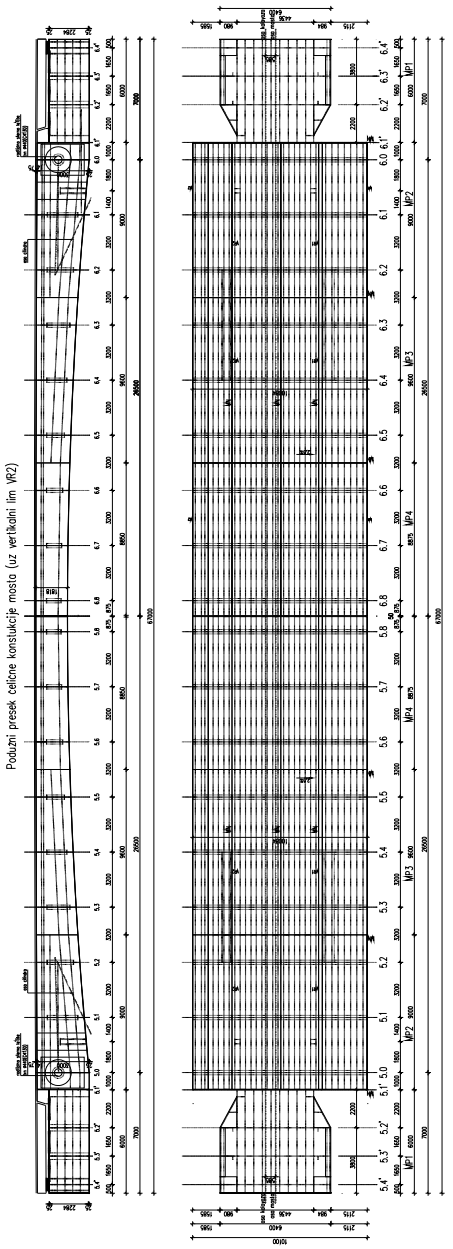
2 KONSTRUKCIJA NOVOG MOSTA

Glavni nosači na delu između stubova S1-S5 i S6-S9 su prednapregnute armirano betonske konstrukcije. Poprečni presek prednapregnutog glavnog nosača sačinjava sanduk visine 3,00 m sa konzolama dužine 2,45 m ka spoljnjim stranama mosta i 2,0 ka unutrašnjim stranama mosta. Ukupna širina jednog glavnog nosača iznosi 10,10 m.

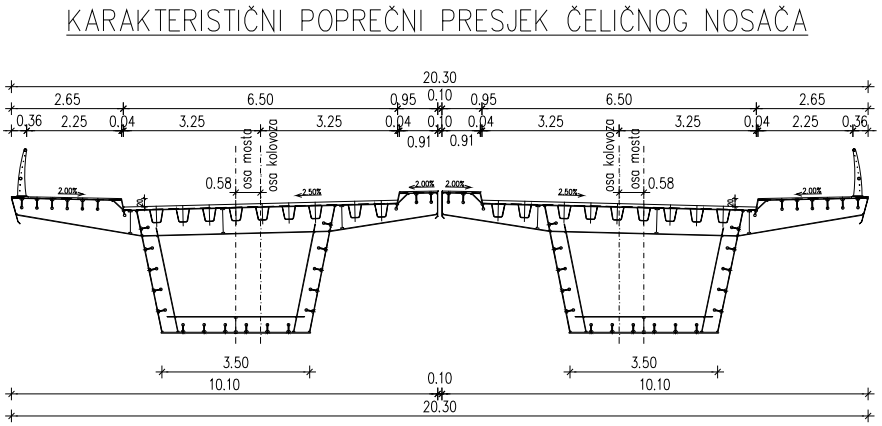
Na delu između stubova S5 i S6, prema zahtevu Investitora, predviđeno je alternativno odvijanje nautičkog saobraćaja u zalivu duž prolaza širine 30 m i drumskog na novoprojektovanom mostu. Na ovom delu je projektovan pokretan most „bascule bridge" sa dva konzolna kraka. Razmak između oslonaca je 53,0 m, dok je ukupna dužina čeličnog mosta 67,0 m. Odnos raspona konzola je 26,5 sa prednje strane i 7,0 m sa zadnje strane, gde se postavlja kontrateg. Most je projektovan tako da se na delu gde je postavljen kontrateg ne odvija saobraćaj. Na ovom delu saobraćaj se odvija preko AB ploče debljine 50 cm koja je uklještena u bočne delove stuba.

2.1 ČELIČNA KONSTRUKCIJA

Čelična konstrukcija pokretnog mosta je sandučastog poprečnog preseka promenljive visine i kreće se u rasponu od 3,0 m iznad oslonca do 1,80 m u sredini raspona. Širina sanduka je konstantna i iznosi 3,50 m. Kolovozna ploča je čelična ortoploča debljine 14 mm sa trapeznim ukrućenjima na razmaku od 600 mm. Na delu pešačkih staza kolovozna ploča je debljine 10 mm sa otvorenim limenim ukrućenjima na razmaku od 395 (350) mm. Vertikalni lim je zakošen, uglavnom debljine 12 mm, ukrućen sa ovorenim limenim ukrućenjima na razmaku od 500-700mm.



Slika 1 – Dispozicija čelične konstrukcije jednog mosta



Slika 2 – Poprečni presek spregnute konstrukcije

Donja lamela sanduka je ukrućena sa otvorenim limenim ukrućenjima postavljenim na razmaku od 400 mm. Poprečni ramovi se postavljaju na razmaku od 3,2 m. Na svakih 9,6 m poprečni ram je dodatno uklješten vertikalnim spregom od ukrštenih dijagonala.

Statički proračun je urađen u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za opterećenje mostova iz 1991godine, za vozilo V600.

Konstrukcija mosta je zavarena, sa montažnim nastavcima koji se izvode takođe zavarivanjem.

Materijal za izradu noseće čelične konstrukcije mosta je uglavnom S355J2G3, prema EN 10025.

Materijal za izradu čelične ograde je od nerđajućeg čelika, bez posebne obrade spolnjih površina glačanjem.

Zaštita od korozije noseće čelične konstrukcije se izvodi prema ISO 12944-1 do 8 za stepen korozivnosti okoline C5-M, za kriterijum trajnosti: vek trajanja dugi, više od 15 godina. Ovaj uslov važi za delove čelične konstrukcije iznad kolovoza, dok se za ostali deo može raditi za C5-I, dok se za unutrašnjost sanduka može raditi C3. Usvojeni sistem antikorozione zaštite je na bazi epoksida sa završnim poliuretanskim premazom ukupne debljine suvog filma od min 280 μm. Postojeća čelična konstrukcija se peskari do kvaliteta Sa 2.5 prema švedskom standardu SIS 055900 i ISO 8501-1:1988 nakon čega se štiti sa jednim osnovnim, jednim međupremazom i jednim pokrivnim premazom ukupne debljine suvog filma od 280 μm.

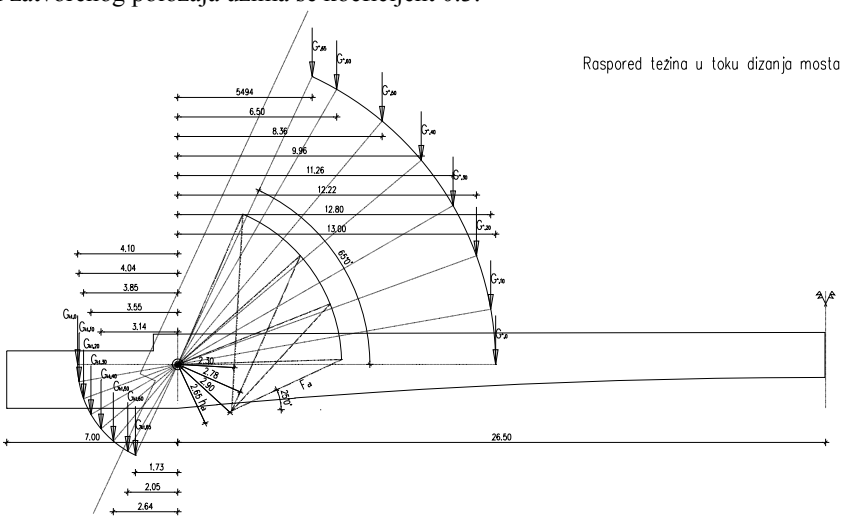
2.2 OSLONCI

Oslanjanje konstrukcije je konzolno na betonsku podkonstrukciju preko trna prečnika Ø440 mm i radijalnog sfernog oslonca. Rotiranje konstrukcije oko trna se obavlja pomoću cilindra koji je u toku eksploatacije mosta neopterećen i postavljen u zatvorenom položaju. Usvojeno ležište je je tipa radial spherical plain bearing maintenance free, statičke nosivosti nekoliko puta veće nego što je stvarna sila.

Otvaranje svakog mosta se obavlja nezavisno, sa po dva cilindra. Prilikom otvaranja mosta cilindar, koji je zglobno vezan za čeličnu konstrukciju sa jedne strane i betonsku konstrukciju sa

druge strane, se izvlači, potiskujući konstrukciju na gore. Ugao rotacije mosta je 65°, što je dovoljno da se ostvari projektovani plovidbeni gabarit, a ne zahteva elektro-mašinsku opremu velikih dimenzija i snage.

Sila u cilindru je sračunata za neizbalansiranu težinu izmedju težine kontratega i težine konzolnog dela mosta. Maksimalno preopterećenje u jednom cilindru usled otkaza drugog cilindra je uzeto sa 50%. Opterećenje od vetra je uzeto prema DIN-u 1072 tako što se uvodi koeficijent redukcije za osnovno dejstvo vetra. Za otvoren most taj koeficijent je 0.7, a za sve položaje između otvorenog i zatvorenog položaja uzima se koeficijent 0.3.



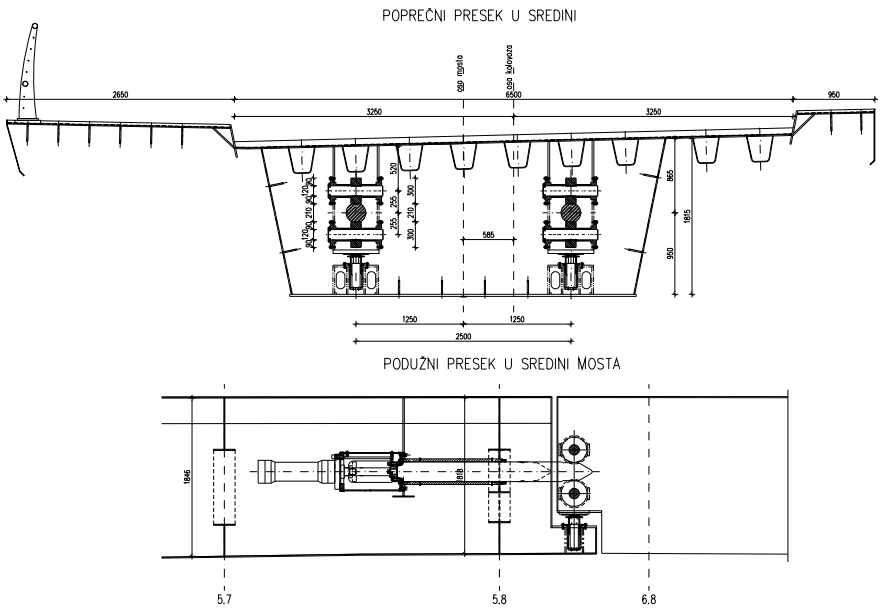
Proračun sila u cilindru tokom podizanja mosta

početni krak čelične konstrukcije	13,3	[m]
početni krak kontratega	4,1	[m]
težina konzole mosta	1226,6	[kN]
težina kontratega	2102	[kN]

ugao	G_m	$x_{T,m}$	M_m	G_{kt}	$x_{T,kt}$	M_{kt}	ΔM	h_{cil}	ΣF_{cil}	F_{cil}
[°]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[kN]	[kN]
[1]	[2]	[3]	[4]= [2]*[3]	[6]	[7]	[8]=[6]*[7]	[9]=[4]-[9]	[10]	[11]=[9]/[10]	[12]=[11]/2
0	1226,6	13,25	16252	2102	4,10	8618	7634	2,65	2881	1440
10	1226,6	13,05	16006	2102	4,04	8487	7518	2,84	2647	1324
20	1226,6	12,45	15272	2102	3,85	8098	7174	2,9	2474	1237
30	1226,6	11,47	14075	2102	3,55	7464	6611	2,88	2296	1148
40	1226,6	10,15	12450	2102	3,14	6602	5848	2,78	2104	1052
50	1226,6	8,52	10447	2102	2,64	5540	4907	2,62	1873	936
60	1226,6	6,63	8126	2102	2,05	4309	3817	2,42	1577	789
65	1226,6	5,60	6869	2102	1,73	3642	3226	2,3	1403	701

Slika 3 – Proračun sile u cilindru tokom otvaranja mosta

U toku eksploatacije mosta, pored trna koji se obrće oko radijalnog sfernog ležišta, konstrukcija sa prednje strane ima oslonac (prigušivač pri spuštanju) u ravni cilindra, dok je sa zadnje gornje strane kontratega predviđen oslonac koji prenosi reakciju na donju stranu AB kolovozne ploče, uklještene u Y stub.



Slika 4 – Presek u sredini mosta

2.3 MONTAŽA

Montaža mosta će se uraditi metodom nagurivanja zajedno sa betonskim delom mosta. U toku nagurivanja čelična konstrukcija će imati sa donje strane čelična rešetka koja će sa donje strane imati rešetku promenljive visine poprečnog preseka kako bi se donja ivica formirala tako da ima vertikalnu krivinu od R=1500m.

Bušenje rupa za trnove na čeličnoj konstrukciji će se raditi na gradilištu kako bi se izbegli svi uticaji od zavarivanja konstrukcije.

3 ZAKLJUČAK

Investitor izgradnje mosta je Vlada Republike Crne Gore-Direkcija za saobraćaj.
Glavni projekat mosta su uradili autori članka u preduzeću DB Inženjering iz Beograda.
Reviziju projekta radi Građevinski fakultet iz Podgorice.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Duško Bobera [1]

PROJEKTOVANJE POKRETNOG MOSTA "PORT MILENA"

Rezime:

U članku je opisano projektovanje pokretnog (rasklopnog) mosta "Port Milena" u Ulcinju, Crna Gora. Projektovanje i gradnja mosta "Port Milena" predstavlja svojevrstan projektantski i građevinski poduhvat, jer se radi o najvećem i najzahtevnijem pokretnom mostu u regionu, sa tehnologijom gradnje metodom postepenog potiskivanja, neuobičajenom za gradnju pokretnih mostova. Za tu tehnologiju gradnje je potrebna specifična oprema, školovana i osposobljena radna snaga, temeljna izrada projektne dokumentacije, koja daleko prevazilazi osnovnu funkciju mosta-premošćavanje, kao i stručni nadzor.

Ključne reči: rasklopni most, postepeno potiskivanje, kablovi, ležišta, stubovi

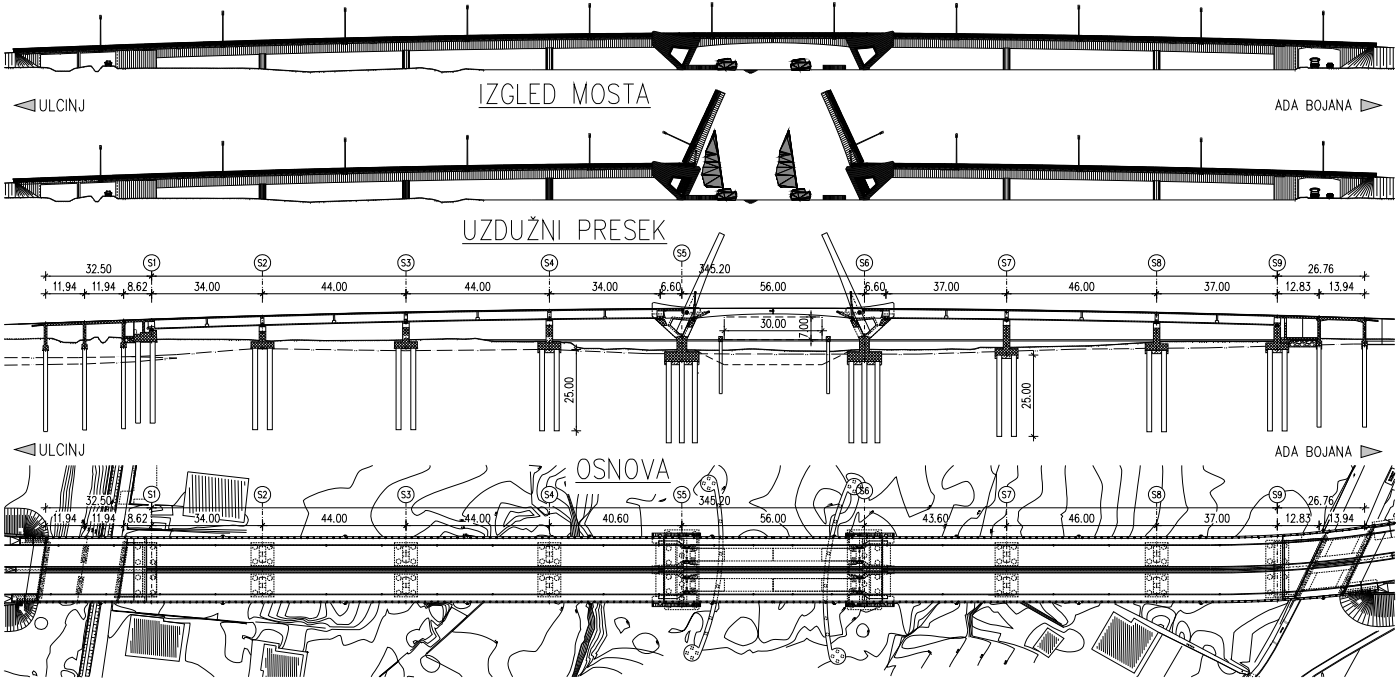
DESIGN OF MOVEABLE BRIDGE " PORT MILENA"

Summary:

The article describes the design of moveable (bascule) Bridge "Port Milena" in Ulcinj, Montenegro. Designing and construction the Bridge "Port Milena" is an outstanding achievement, because it is the biggest and most demanding moveable bridge in the region, using incremental launching method, unusual for the construction of movable bridges. For the considered construction method, specific equipment, qualified and experienced labour, exact specifications, through design and professional supervision, exceeding widely the elementary function of the bridge-bridging, are required.

Key words: bascule bridge, incremental launching, tendons, bearings, piers

[1] Duško Bobera, dipl.ing.građ., Vodeći projektant, "DB Inženjering", Beograd



Slika 1 – Dispozicija mosta

1. UVOD

Novi most "Port Milena" je predviđen na nastavaku Bulevara u Ulcinju prema Port Mileni. Masterplanom Velike Plaže predviđena je u budućnosti "ekonomski interesantna i ekološki prihvatljiva" postepena rekonstrukcija Velike Plaže kao značajnog potencijala privrednog razvoja kako Ulcinjske regije tako i Crne Gore uopšte. Cilj gradnje novoga mosta je, pored povećanja kapaciteta drumskog saobraćaja, i dobijanje povećanih gabarita za planirani saobraćaj plovnih objekata u zalivu Port Milena.

Projektovanje i izvođenje pokretnih mostova spada među najzahtevnije inženjerske građevine. Osiguravanje globalne i lokalne stabilnosti pokretnih mostova u fazi eksploatacije, a posebno u nakritičnijoj fazi – fazi gradnje predstavlja kako za projektanta tako i za izvođača veliki izazov. Most "Port Milena" je unikatna konstrukcija sa inovativnim rešenjima u konstruktivnom smislu, sa vrlo kompleksnim konstruktvnim detaljima pokretnog mosta i složenom elektro-mašinskom opremom. Posebnost ovog mosta je i tehnologija gradnje mosta – metodom postepenog potiskivanja, neuobičajena kod gradnje pokretnih mostova. Sve su to ujedno i razlozi zbog kojih je most "Port Milena" jedan od najzahtevnijih mostova koji se trenutno gradi u regionu.

Projekat je izradio Biro za inženjering i projektovanje "DB Inženjering" iz Beograda, odgovorni projektant je Duško Bobera, dipl.ing.građ., a radove izvodi "Primorje" a.d., Slovenija.

2. OPIS OBJEKTA

Sam most nije posmatran zasebno već i kao sastavni deo budućeg rešenja celog kompleksa, a pogotovo marine. Most svojim "olakšanim" srednjim stubovima oblika harfe označava ulaz u buduću marinu i daje joj vizuelno prepoznatljiv i jedinstven izgled i u otvorenom i u zatvorenom položaju. Pored racionalnosti i ekonomske isplativosti konstrukcije, most svojim oblikom doprinosi i funkcionalnosti konstrukcije. Na taj način postignuto je rešenje kojim su zadovoljeni ekonomski, upotrebni i vizuelni kriterijumi.

Ograda, sa elementima od nerđajućeg čelika, zadovoljava uslove vizuelne dopadljivosti, ali i sigurnosti pešaka. Ivični venac okvirnih konstrukcija i zidova identičan je onom na glavnom mostu i čini da oni predstavljaju prirodan nastavak mosta. Teksturom zidnih površina umanjuje se monotonija velikih vidnih površina.

Most se sastoji iz tri glavna dela, i to:

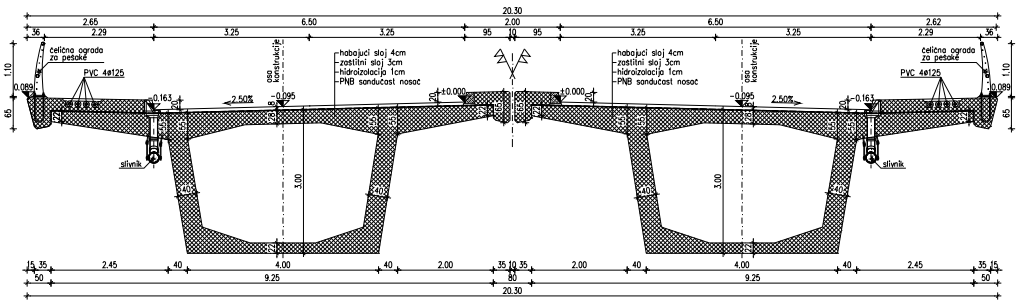
- prethodhno napregnuta okvirna AB sandučasta konstrukcija na 4 polja iz smera Ulcinja, sa teoretskim rasponima 34.0+2x44.0+34.0=156.0 m, konstantne visine od 3.00 m (sl. 2)
- čelična sandučasta konstrukcija centralnog dela mosta, raspona 2x28.0=56.0m, parabolično promenjive visine od 3.0m iznad srednjih stubova do 1.77m u sredini mosta (sl. 3)
- prethodhno napregnuta okvirna AB sandučasta konstrukcija na 3 polja iz smera Ade, sa teoretskim rasponima 37.0+46.0+37.0=120.0 m, konstantne visine od 3.00 m (sl. 2)

Konzole su u poprečnom preseku dužine 2.45 m ka spoljnjim stranama mosta i 2.00 m ka unutrašnjim stranama mosta. Ukupna širina mosta je 2x10.10+0.10=20.30 m.

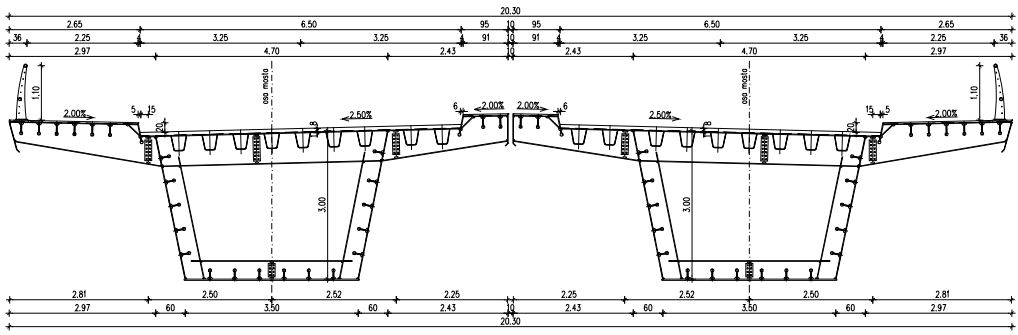
Most je u vertikalnoj kružnoj krivini radijusa R=1500 m i poprečnom nagibu od 2.5%. Na mestima ukrštaja nisu produženi glavni rasponi mostovske konstrukcije već su projektovane nezavisne mostovske konstrukcije. Na taj način je obezbeđena veća slobodna visina iznad puta te je omogućen prolaz merodavnih vozila ispod bulevara saglasno sa uslovima.

Na mostu su projektovani sledeći elementi poprečnog profila:
- kolovoz.....2 x 6.50 = 13.00m
- staze za pešake (sa ogradom i vencem)..2 x 2.65 = 5.30m
- razdelni pojas.....= 2.00m

Ukupno: 20.30m



Slika 2 – Karakteritični poprečni presek betonskog nosača



Slika 3 – Karakteritični poprečni presek čeličnog nosača – centralni raspon

3. STATIČKA I DINAMIČKA ANALIZA KONSTRUKCIJE

Projektovanje i računska analiza tako zahtevnih objekata zahteva vrlo stručan i iskusan projektantski tim, upotrebu specijaliziranih računskih programa, te temeljnu i opsežnu statičku i dinamičku analizu najkritičnijih faza gradnje.

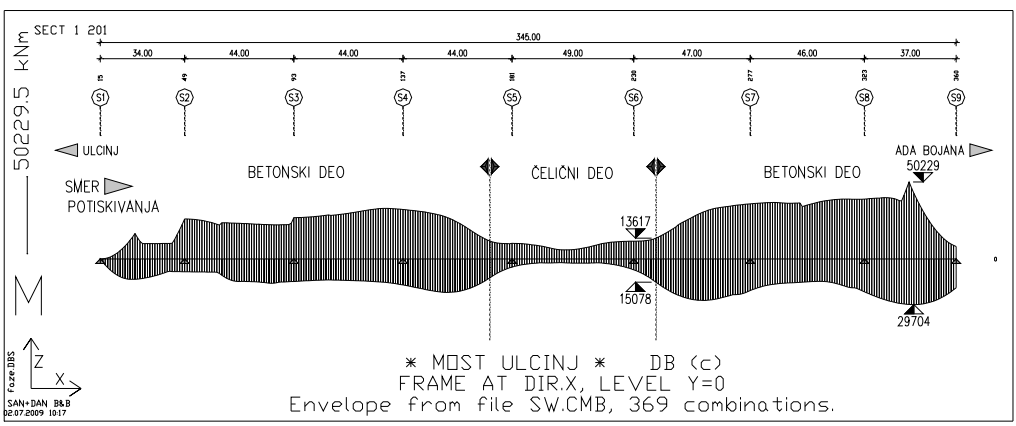
Upotrebljeni su domaći propisi, DIN norme, kao i Eurocode.

Pravilno računsko modeliranje konstrukcije (prenos realnog fizičkog modela iz prirode na matematički model na kojem se vrši analiza), uzimanje u obzir realnih elastičnih, plastičnih i reoloških karakteristika materijala, kao i što realnija procena opterećenja su osnov za tačnost računskih analiza. Poznato je da i najtačnija analiza sa specijalnim i skupim programima, tačna samo onoliko koliko su tačni parametri sa kojima se ulazi u program. Ova specifična metoda izgradnje mosta postepenim potiskivanjem je zahtevala izuzetno složenu statičku i dinamičku analizu konstrukcije za vreme izvođenja. Pošto glavni nosač mosta na svom putu do konačnog položaja svakog trenutka menja svoj statički sistem, a istovremeno i svaki presek menja svoj položaj (to je dakle funkcija 2 varijable), to ovu statičku i dinamičku analizu čini vrlo

kompleksnom. U konkretnom slučaju analiza se dodatno komplikuje jer se istovremeno potiskuju i prilazne prednapregnute AB konstrukcije i čelična konstrukcija centralnog raspona. Sve vreme potiskivanja mora biti omogućena kruta veza između betonskih i čeličnih delova konstrukcije, koja je privremenog karaktera, što čitavu analizu čini još kompleksnijom. Osim toga, vođeno je računa i o tome da se u jednom preseku nikada ne nastavlja više od 50% kablova za prednaprezanje. Rezultat ovako kompleksne statičke i dinamičke analize prilikom potiskivanja mosta je predstavljen sa jednom sveobuhvatnom anvelopom uticaja, koja je rezultat različitih statičkih sistema kroz koje konstrukcija prolazi, kao i promene položaja svakog preseka. Pri svemu ovome javlja se još i problem različitih starosti betona, jer je svaki segment različite starosti.

3.1 Analizirana opterećenja u fazi gradnje:

- sopstvena težina konstrukcije + težina kljuna, trenje na ležištima, vetar, temperatura, tolerancija ležišta, podizanje konstrukcije nad oporcem prilikom potiskivanja, prednaprezanje,



Slika 4 – Anvelopa momenata u fazi gradnje

Slika 4 – Anvelopa momenata u fazi gradnje

Pri tome je posebno važno da se pri dimenzionisanju konstrukcije uzimaju u obzir sva opterećenja koja se u fazi potiskivanja mogu pojaviti. U zavisnosti od dužine kljuna uticaji koji se javljaju u rasponskoj konstrukciji u odnosu na referentne uticaje ($ql^2/12$) kontinualne grede koja se izvodi na skeli mogu biti veći za više od 50%, pa neuzimanje tih preopterećenja dovodi do poddimnzionisanja konstrukcije.

3.2 Stubovi

Potpornu konstrukciju sačinjavaju dva obalna stuba, pet međustubova oblika platana i dva srednja stuba Y oblika. Krajnji stubovi su pravouganog oblika, promenjljivih visina i uklješteni su u temeljne ploče šipova. Međustubovi su platna dimenzija poprečnog preseka 5.0x2.0 m. Veza stubova sa grednom konstrukcijom je ostvarena preko neoprensko – teflonskih ležišta. Srednji stubovi Y oblika imaju višestruku funkciju. Oni nose dva kraka čeličnog pokretnog mosta sa elektro-hidrauličkom opremom (2 x 4 = 8 hidrauličnih cilindara, razdeljivači protoka,

sekundarni ventili sigurnosti i kočioni ventili) i sisteme za oslanjanje (radijalna sferna ležišta sa kućištem ležišta, ležište sa donje strane prednjeg kraka čelične grede, oslonci za pokretno opterećenje sa gornje strane kontratega), kao i susednu sandučastu betonsku grednu konstrukciju. Ostatak elektro-mašinske opreme (elektromotori, rezervoari ulja, pumpe sa regulatorima, ventili, razvodnici, elektroormani) nalazi se na obe obale, u prostoru obezbeđenom ispod ispod kolovozne ploče, a između obalnih stubova i okvirnih konstrukcija. Oprema na Y stubovima i na obalama je povezana vodovima smeštenim u betonskim sandučastim nosačima. Predviđen je sistem za automatsku kontrolu drumskog i nautičkog saobraćaja sa laserskim senzorima i rampama ispred i iza mosta, a prostor za operatora u slučaju nužde može biti unutar već pomenutog prostora ili u zasebnoj kućici van mosta, na mestu sa koga se može pratiti i drumski i nautički saobraćaj.

Na oba obalna stuba su priključene prelazne ploče debljine 25 cm i dužine 3.70 m.

3.3 Rotiranje konstrukcije

Rotiranje konstrukcije se obavlja pomoću hidrauličkih cilindra koji su u toku eksploatacije mosta neopterećeni i postavljeni u zatvorenom položaju. Prilikom otvaranja mosta cilindar, koji je zglobno vezan za čeličnu konstrukciju sa jedne strane i betonsku konstrukciju sa druge strane, se izvlači, potiskujući konstrukciju ka gore. Ugao rotacije mosta je 65°, što je dovoljno da se ostvari projektovani plovidbeni gabarit, a ne zahteva elektro-mašinsku opremu velikih dimenzija i snage. Konstrukcija sa prednje strane ima oslonac (prigušivač pri spuštanju) u ravni cilindra. Radi finog podešavanja položaja mosta nakon otvaranja i zajedničkog rada obe konstrukcije, na sredini mosta predviđeno je zaključavanje mosta pomoću specijalnog hidrauličkog uređaja za zabravljivanje.

3.4 Kontrateg

Zadnji deo glavnog nosača je ukupne dužine 7.0 m, sandučastog poprečnog preseka ali se dužini od 6.0 m puni betonom. Radi povećanja zapremine tj. povećanja težine kontratega, čelični sanduk se širi sa 3.5 m na 6.4 m simetrično sa obe strane i puni se betonom. Dimenzije kontratega su usvojene tako da su momenti od težine levo i desno od ose rotacije (osa 5.0) u ravnoteži za sopstvenu težinu čelične konstrukcije i deo stalnog opterećenja. Most je projektovan tako da se iznad kontratega saobraćaj odvija preko AB ploče debljine 50 cm koja je uklještena u bočne delove Y stuba (stubovi S5 i S6).

4. ZAKLJUČAK

Predviđena tehnologija gradnje metodom postepenog potiskivanja mosta, omogućuje industrijski način gradnje mosta, čime se optimalno zadovoljavaju svi projektni i izvođački kriterijumi, smanjuju troškovi izvođenja i skraćuje vreme gradnje mosta. Ekonomičnost gradnje se ogleda i u smanjenom broju radne snage i izvođenju radova u svim vremenskim prilikama. Tako koncipirana konstrukcija garantuje rok trajanja od preko 100 godina pri normalnom održavanju.

Obzirom na veličinu, raspone, zahtevnost gradnje, investicionu vrednost od 18.0 mil. eura, izabranu tehnologiju gradnje – metodom postepenog potiskivanja, kao i inovativna rešenja koja su primenjena na ovom pokretnom mostu, most “Port Milena” predstavlja referentni objekat kako za Izvođača radova, tako i za projektanta.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Petar Spasić [1] *, Igor Stefanović* [2]

GLAVNI PROJEKAT ARMIRANO BETONSKIH MOSTOVA NA KM. 94+772,00 AUTOPUTA E-80 NIŠ – DIMITROVGRAD

Rezime:

Na autoputu E-80 Niš – Dimitrovgrad na km. 94+772,00, u skladu sa elementima trase, profilom autoputa, geomehaničkim i hidrauličkim elaboratom usvojena je i projektovana integralna ramovska konstrukcija mostova, sistema kontinualne kolovozne ploče na pet polja,trapeznim stubovima koji su monolitno vezani s pločom i direktno fundirani na jastuku i stopi.Statička analiza konstukcije urađena je u programskom paketu Sofistik.

Ključne reči: integralna konstrukcija, kolovozna ploča, stubovi,statička analiza

FINAL DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES ON E-80 MOTORWAY NIŠ–DIMITROVGRAD AT KM. 94+772,0

Summary:

On motorway E-80 from Niš to Dimitrovgrad at km. 94+977.00, in accordance with alignment elements, soil-mechanics and hydraulic report, the designed integral frame structure of bridges, continuous bridge deck system on five spans, trapeze piers monolithically linked to the deck and directly found upon the pad and footing have been also adopted. Static analysis of the structure thereof has been carried out within the Sofistiks software package.

Key words: integral structure, bridge deck, piers, static analysis.

[1] dipl.ing.građ,Glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d. 11000 Beograd

[2] dipl.ing.građ,Stručni saradnik u Zavodu za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d. 11000 Beograd

1. OPŠTI PODACI

1.1. ELEMENTI AUTOPUTA U ZONI MOSTOVA

Elementi trase autoputa su sledeći:
Trasa autoputa, u osovini zelenog pojasa, je u levoj horizontalnoj prelaznoj krivini L = 120 m sa parametrom A = 309,839 koji odgovara radijusu Rh = 800 m. Niveleta autoputa je u konveksnoj vertikalnoj krivini Rv = 40.000 m, na delu tangente T2 = 302,632 m sa podužnim usponom i pod = 2,49 %.

Poprečni padovi kolovoza, obe trake autoputa, su istosmerni prema levoj ivici kolovoza, gledano u pravcu rasta stacionaže. Poprečni padovi kolovoza su, na dužini prelazne krivine, promenljivi i iznose: i pop = 6,25 % (KKK = PPK) odnosno 2,50 % (KPK). Na desnoj traci autoputa, poprečni pad kolovoza se lomi po ivici zaustavne trake. Poprečni pad zaustavne trake je konstantan i iznosi: i = 2,50 % , dok se podužna promena poprečnog pada vrši samo na delu voznih tarka. Na levoj traci autoputa, podužna promena poprečnog pada se vrši na celoj širini kolovoza.

1.2. ŠIRINA MOSTOVA

Širina mostova je usklađena sa širinom kolovoza autoputa i zahtevima projektnog zadatka Investitora i iznosi:

- širine kolovoza po: B_K = 10,70 m
- širine razdelne trake između mostova: B_{RT} = 2 x 0,90 = 1,80 m
- širine prostora, uz razdelni pojas, za smeštaj ivičnjaka i zaštitne - odbojene ograde sa rukohvatom po: B_U = 1,10 m
- širina prostora, sa spoljašnje strane, za smeštaj ivičnjaka, zaštitne - odbojne ograde sa rukohvatom, pešačke, čelične ograde na ivicama revizione staze, a u cilju obezbeđenja potrebne funkcionalnosti, preglednosti, bezbednosti i održavanja mosta po: Bs = 0,50 + 0,40 + 0,50 + 0,20 = 1,60 m
- debljina montažnog venca na spoljnim ivicama revizionih staza po: d = 8 cm
- ukupna širina mosta jedne kolovozne trake autoputa:
  B = 1,10 + 10,70 + 1,60 + 0,08 = 13,48 m
- ukupna širina mostova sa razdelnom trakom autoputa:
  B = 13,48 + 1,80 + 13,48 = 28,76 m

1.3. KONSTRUTIVNO REŠENJE MOSTA

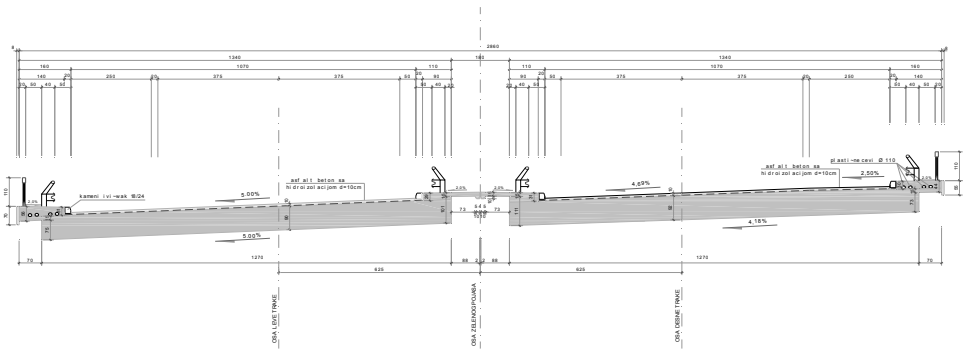
1.3.1. Gornji stroj

Dispozicija mostova je rešena kao armirano betonska kontinualna ramovska konstrukcija. Glavni nosač mostova je armirano betonska kontinualna, puna kolovozna ploča na pet polja raspona: 15,00 + 18,00 + 18,00 + 18,00 + 15,00 m sa odnosom raspona 1:1,2:1,2:1,2:1. Debljina kolovozne ploče, na levoj traci autoputa, je konstantna, d = 90 cm. Na desnoj traci autoputa, a zbog promene poprečnog nagiba u poprečnom preseku mosta, je promenljiva i debljina ploče. Širina ploče jednog mosta je Bpl = 12,70 m sa konzolom revizione staze

raspona 0,70 m. Ramovska konstrukcija je formirana monolitnom vezom kolovozne ploče i srednjih stubova.

Kolovozna ploča se direktno oslanja na armirano betonske krajnje stubove. Zbog poprečnog pada je predviđeno ugrađivanje ankera, za vezu kolovozne ploče sa ležišnom gredom krajnjih stubova. Ankeri - bolcnovi su Ø 36 mm od prirodno tvrdog rebrastog čelika (RA) kvaliteta 400 / 500 - 2.

Veza krajnjih stubova i konstrukcije mostova se ne ostvaruje mehaničkim dilatacionim spravama. Projektom su predviđene asfaltne termo dilatacione spojnice ThormaJoint.



Slika 1. Karakteristični poprečni presek mostova

1.3.2. Donji stroj

Donji stroj mostova čine po dva krajnja stuba S1 i S6 i po četiri srednja stuba S2 do S5 sa svojim temeljima. Izbor položaja stubova je uslovljen konfiguracijom terena i niveletom autoputa.

Srednji stubovi su armirano betonska trapezasta platna pravougaonog poprečnog preseka. Stubovi su uklješteni u kolovoznu ploču. Dimenzije poprečnog preseka stubova su 80 / 650 cm (u glavi stuba) odnosno 80 / 400 cm (u nožici stuba). Visine srednjih stubova su različite što je posledica konfiguracije terena u poprečnim profilima na svakom stubnom mestu.

Fundiranje srednjih stubova je uslovljeno geotehničkim profilom terena na lokaciji mostova. Fundiranje srednjih stubova je direktno na armirano betonskim jastucima debljine dj = 80 cm ispod kojih su stope od nearmiranog betona debljine ds = 120 cm. Ispod nearmiranih stopa srednjih stubova, na stubnom mestu S5, projektovane su dodatne nearmirane stope debljine ds_2 = 100 cm. Projektovane debljine stopa su minimalne.

Krajnji stubovi su krute sandučaste armirano betonske konstrukcije. Krajnje stubove formiraju čeoni zidovi, stojeći krilni zidovi, kontrafori za ukrućenje čeonog platna, ležišne grede za oslanjanje rasponske konstrukcije mosta - kolovozne ploče i parapetne grede sa prelaznim pločama. Stojećih krilnih zidova u konstrukciji krajnjih stubova nema u području zelenog pojasa. Ukrućenje čeonih zidova armirano betonskim kontraforima je projektovano samo na krajnjim stubovima S1 mostova na desnoj i levoj traci autoputa. Konstrukcija krajnjih subova S1 i S6 se razlikuju zbog razlike u konfiguraciji terena. Debljina platna čeonih zidova

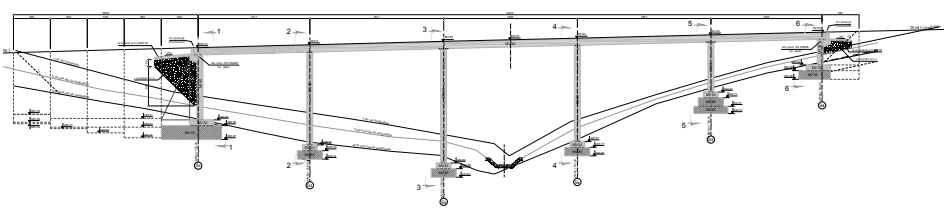
je d = 80 cm, a platna krilnih zidova i kontrafora je po d = 50 cm. Temelji ispod čeonih zidova, kontrafora i stojećih krilnih zidova krajnjih stubova se sastoje od armirano betonskog jastuka debljine dj = 80 cm i stope od nearmiranog betona debljine ds = 120 cm. Projektovane debljine stopa su minimalne.

Za vezu mosta sa trupom autoputa, a iznad šljunčanih klinova se predviđaju armirano betonske prelazne ploče dužine po 5,00 m (krajnji stubovi S1), odnosno po 3,00 m (krajnji stubovi S6)

Delovi visokog nasipa u profilima desne trake autoputa, na dužini 20,00 m, a do spajanja sa stojećim krilom krajnjeg stuba S1, se prihvataju stojećim armirano betonskim potpornim zidovima sa vertikalnim licem. Potporni zid je projektovan u kampadama po 5,00 m. Dimenzije kampada su određene na osnovu tipskih armirano betonskih potpornih zidova prema visini nasipa i potrebne dubine temeljenja utvrđene na osnovu konfiguracije terena i geotehničkih profila.

U kruni zidova je projektovana revizona staza sa istim elementima kao i na mostovima.

Izgradnja objekta je na skeli, betoniranjem na licu mesta.



Slika 2. Podužni presek mosta - desna traka

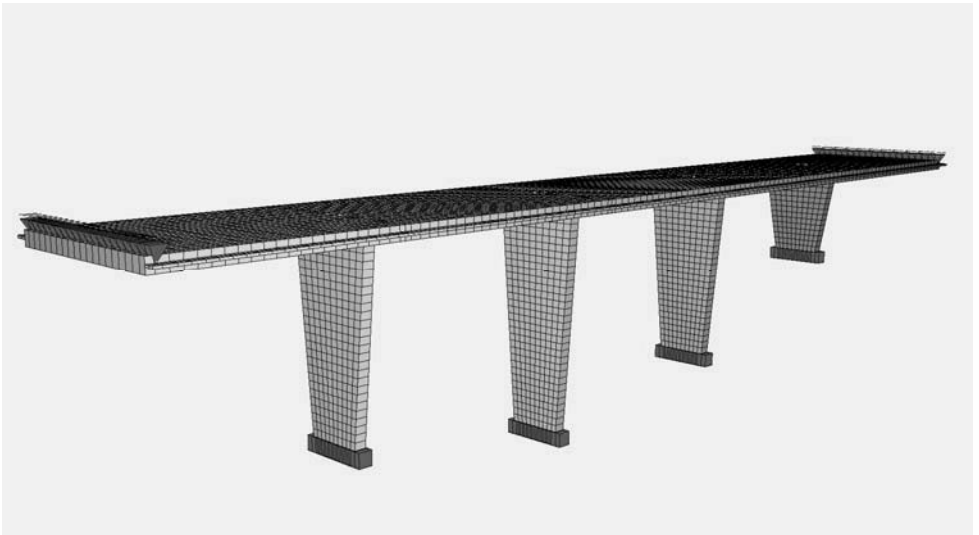
1.3.3. Statički tretman konstrukcije

Mostovi spadaju u I (prvu) kategoriju - „ mostovi na autoputevima ”. Pri proračunu uticaja je korišćena računska šema saobraćajnog opterećenja V 600 + V 300, saglasno Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ 1/91).

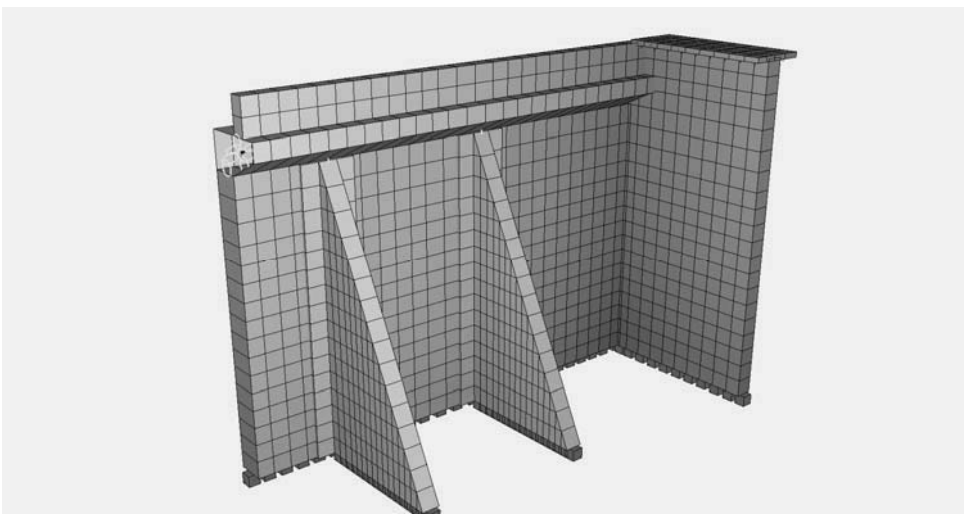
Objekat je računat za područje VIII stepena seizmičkog intenziteta, za povratni period od 200 godina, za srednje dobro tlo.

Proračun uticaja u kontinualnoj ramovskoj konstrukciji mostova od osnovnog i dodatnog stalnog opterećenja, saobraćajnog opterećenja, dopunskih delovanja (promene temperature i zaustavljanje vozila) i izuzetnih delovanja (zemljotres) je izvršen na računaru primenom programskog paketa SOFISTIK. Proračun uticaja je sproveden odvojeno za most na desnoj i levoj traci autoputa. Pri pravljenju modela mostova za proračun uticaja, za debljinu kolovozne ploče je usvojena debljina d = 90 cm. Srednji stubovi primaju sve horizontalne sile i odgovarajuće reakcije od vertikalnog opterećenja sa kolovozne ploče.

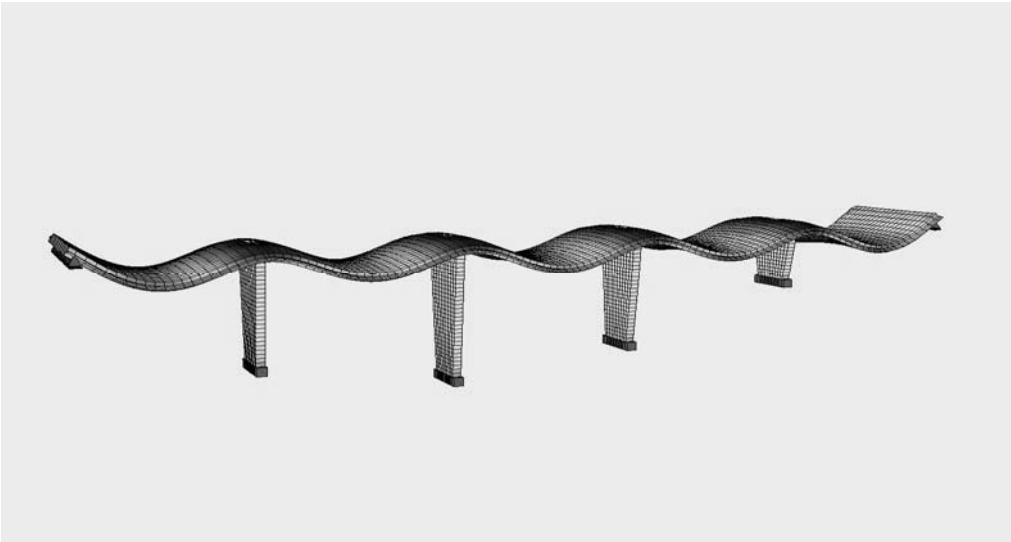
Proračun uticaja u delovima krajnjih stubova je izvršen, takođe, na računaru primenom programskog paketa SOFISTIK.



Slika 4. Model desne trake mosta iz programskog paketa Sofistik



Slika 5. Model krajnjeg stuba iz programskog paketa Sofistik



Slika 6. Deformisani model mosta od vertikalnog stalnog opterećenja



Slika 7. Deformisani model mosta od seizmičkog opterećenja

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Nada Jovović[1], Aleksandra Janjanin[2], Slobodan Matović[3]

MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA km. 99+631,31 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Rezime:

U radu je prikazan projekat mostova preko reke Nišave, železničke pruge i magistralnog puta M1.12 na obilaznici Dimitrovgrada na km. 99+631,31 autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad. Za premošćenje prepreka usvojena je mostovska konstrukcija ukupne dužine 353,60 m na levoj traci autoputa i 352,30 m na desnoj traci autoputa. Mostovska konstrukcija se sastoji od montažnih prethodno napregnutih nosača koji zajedno sa pločom, poprečnim nosačima i srednjim stubovima čine ramovski sistem. Oba mosta su u statičkom smislu podeljena na dve konstrukcije sa dilatacijama i ležištima iznad stuba 8 i na krajnjim oporcima.

Ključne reči: most, prednapregnuti beton, ramovska konstrukcija

BRIDGES ON DIMITROVGRAD BYPASS ON km. 99+631,11 AT THE MOTORWAY E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Summary:

The final bridge design for bridges over river Nišava, railway and major road M1.12 of Dimitrovgrad bypass on km. 99+631,13 at the motorway E-80 Niš - Dimitrovgrad is presented in the paper. The total length of bridge on the left cariageway is 353,60 m and 352,30 m on the right cariageway. The bridge structure is consist of precast prestressed girders. The precast girders with slab, cross beams and piers made continuous frame. The bridge structure is divided in two frame structures with expansion joints and bearings on pier 8 and on abutments.

Key words: bridge, prestressed concrete, frame construction

[1] dipl.građ.inž., zamenik direktora Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[2] dipl.građ.inž glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[3] dipl.građ.inž., glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Trasa autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad na deonici obilaznice oko Dimitrovgrada na km. 99+514,97 prelazi preko reke Nišave, na km. 99+733,55 preko železničke pruge Niš - Dimitrovgrad - Državna granica - Bugarska i na km. 99+770,55 preko magistralnog puta M1.12 Dimitrovgrad - granični prelaz.

Za premošćenje prepreka usvojena je mostovska konstrukcija ukupne dužine 353,60 m na levoj traci autoputa i 352,30 m na desnoj traci autoputa.

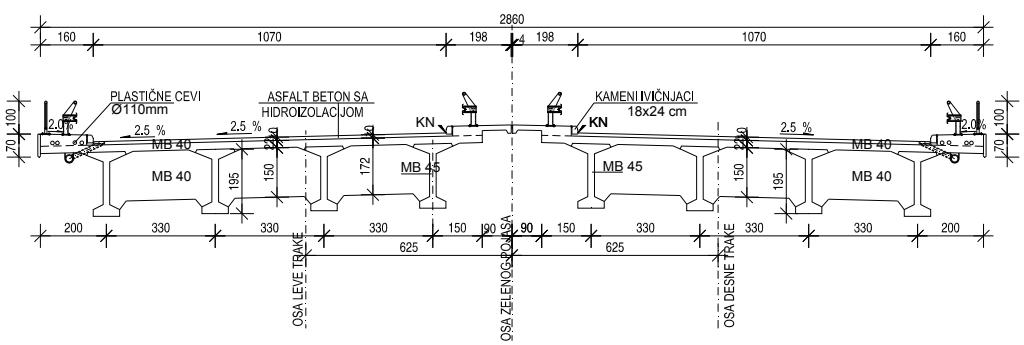
Sa regulisanim koritom reke Nišave, osa autoputa se ukršta pod uglom od 90^o. Ugao ukrštaja sa železničkom prugom je 32^{o}33', a sa osom izmeštenog magistralnog puta M1.12 autoput se ukršta pod uglom od 34^{o}36'. Osa autoputa na početku mosta je u prelaznoj krivini, zatim u pravcu, pa ponovo u prelaznoj krivini, a osa autoputa na delu armirano betonskih zidova se nalazi u kružnoj krivini Rh=775 m.

Niveleta autoputa na delu mostova je u konkavnoj krivini Rv=775 m, a posle je u usponu od 3,02% prema Bugarskoj granici. Poprečni pad na mostu je promenljiv i vitoperi 2,5% - 6,5%.

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Prepreke i uglovi ukršatanja sa osom autoputa uslovili su različite raspone mostova na levoj i desnoj traci autoputa. Projektovani su mostovi preko reke Nišave, železničke pruge i magistralnog puta M1.12 sa 10 polja od montažnih, prethodno napregnutih nosača dužina L=34,40 m i L=21,00 m.

Oba mosta su u statičkom smislu podeljena na dve ramovske kontrukcije razdvojene dilatacijama. Prvi deo konstrukcije mostova čine sedam polja raspona 34,40+5x35,20+35,03m na obe trake autoputa, a drugi deo mostovske konstrukcije čine tri polja raspona 35,03+35,20+21,00 m na desnoj traci autoputa, odnosno 21,63+35,20+34,40 m na levoj traci autoputa. Na krajnim stubovima i srednjem stubu br.8 predviđena su ležišta i dilatacione sprave.



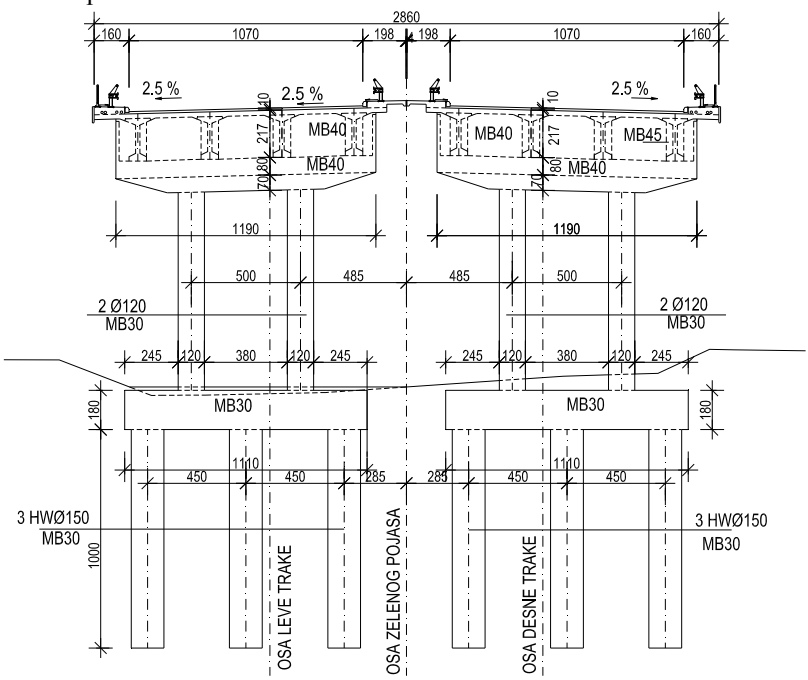
Slika 1- Karakterističan poprečni presek mosta

Poprečni presek mostova sastoji se od četiri montažna prethodno napregnuta nosača, visine 195 cm preko kojih se lije armirano betonska kolovozna ploča debljine 22 cm. Zajedno sa pločom liju se poprečni nosači u poljima i iznad srednjih stubova, čime se vrši kontinuiranje

montažnih nosača i srednjih stubova. Nakon očvršćavanja betona statički sistem mostovskih konstrukcija postaje kontinualni ram. Raspon montažnih nosača iznosi 33,60 m, a u kraćim poljima 20,20 m. Montažni nosači se postavljaju tako da je iznad ose nosača debljina ploče uvek 22 cm, a na krajevima flanši debljina ploče varira i na taj način se ostvaruje vitoperenje kolovoza zahtevano elementima trase autoputa.

Širina kolovoza na mostu je 10,70 m, širina revizionih staza sa spoljašnje strane mostova je 1,60 m, a sa unutrašnje strane 1,10 m. Ukupna širina mosta jedne trake iznosi 14,30 m.

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine d=10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je obostrano oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 18/24 cm i zaštićen odbojnim ogradama sa rukohvatom. Na spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine h=100 cm.

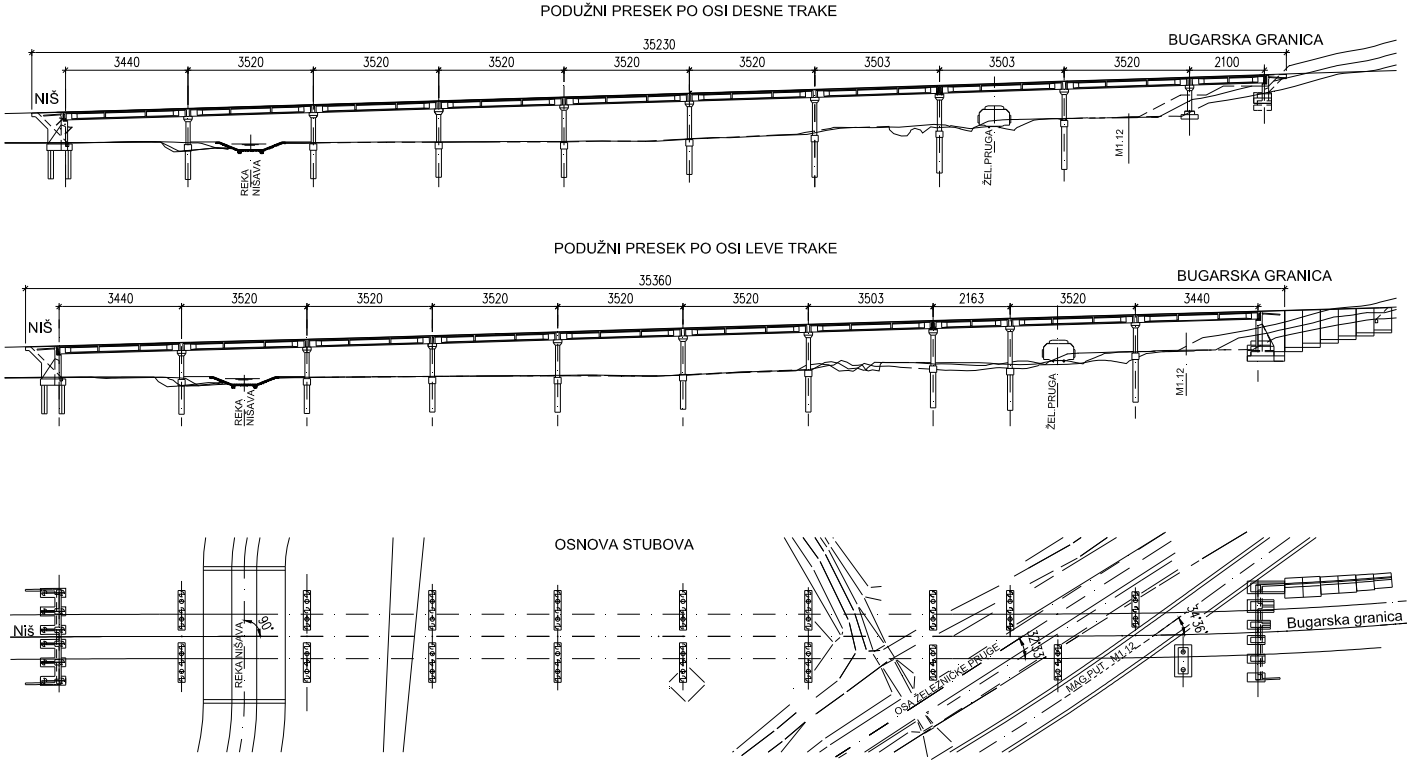


Slika 2-Poprečni presek srednjeg stuba mosta

3 STUBOVI I FUNDIRANJE MOSTA

Srednji stubovi su rešeni sa po dva armirano betonska okrugla stuba Ø120 cm. Iznad srednjih stubova lije se poprečna greda koja sa poprečnim nosačem konstrukcije čini krutu vezu sa rasponskom konstrukcijom. Srednji stubovi su preko naglavnih greda fundirani na po tri HW šipa Ø150 cm. Svi šipovi su na donjem kraju uklješteni u stenski masiv peščara i laporaca, a na gornjem kraju se spajaju naglavnom gredom.

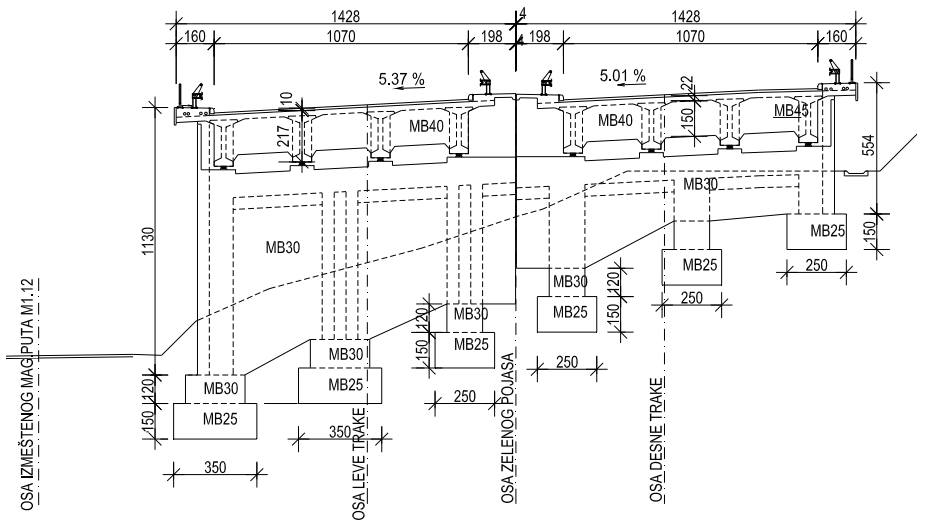
Srednji stub br.10 mosta na desnoj traci autoputa fundiran je direktno na stenski masiv krednih sedimenata, preko temelja dimenzija 4,80x9,0 m.



Slika 3 –Podužni preseci i osnova stubova mostova

Krajnji stub br.1 čine armirano betonski stubovi povezani armirano betonskim čeonim platnom, upravnim i visećim krilima i ukrućenjima. Stub je preko naglavnih greda fundiran na HW šipovima Ø150 cm.

Krajnji stub br.11, prema granici sa Bugarskom, na desnoj traci autoputa čine armiranobetonski stubovi povezani armirano betonskim čeonim platnom i viseće krilo. Na levoj traci autoputa armiranobetonski stubovi krajnjeg stuba povezani su armirano betonskim čeonim platnom, ukrućenjima i upravnim krilom na koje se nastavljaju armiranobetonski zidovi. Krajnji stubovi br.11 su direktno fundirani na čvrstoj stenskoj masi, kompleksu krednih sedimenata**,** preko jastuka i temeljnih stopa koje se kaskadno fundiraju na različitim dubinama prema liniji stenske mase. Uticaji sa konstrukcije se na krajnje stubove i srednji stub br.8 prenose preko ležišta tipa NAL-p-3 Ø400. Na krajevima mostova usvojene su dilatacije tipa MT 100, a iznad srednjeg stuba br. 8 MT 160.



Slika 4-Poprečni presek krajnjeg stuba S11

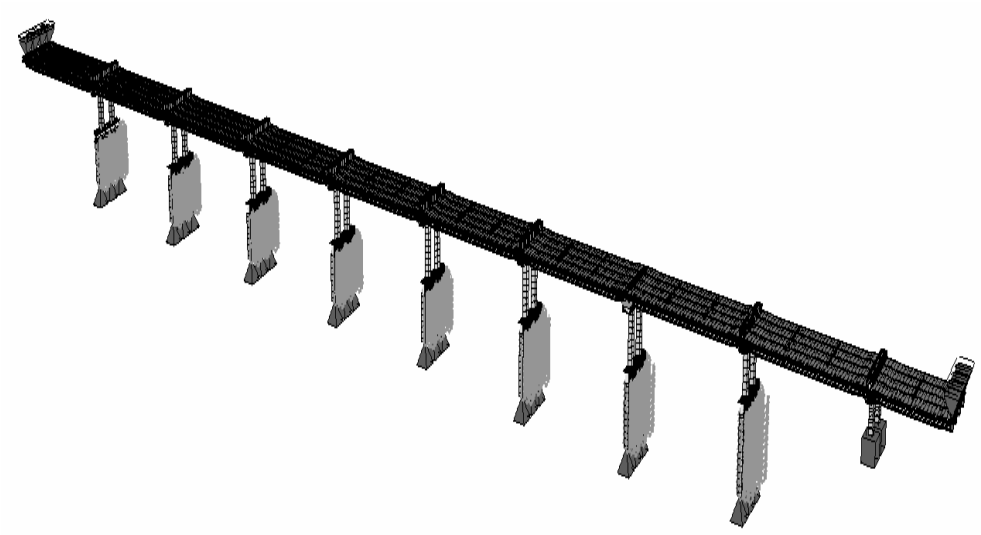
Reka Nišava na ovom delu izrazito meandrira, pa se korito reke reguliše u zoni mostova, ispred i iza mostova u dužini od 290 m. Na taj način su zaštićeni stubovi mosta i sprečeno je dalje mendriranje reke.

Predviđen je kontrolisan, zatvoren sistem odvođenja kišnih voda, tako da se sva voda sa kolovoza mostova odvodi preko slivnika i cevi za odvođenje vode do retenzija gde se prečišćava pre upuštanja u otvorene prirodne vodotokove.

4 STATIČKI PRORAČUN

Konstrukcija mosta je u računskom modelu tretirana kao kontinualni prostorni ram sa stubovima koji preko naglavnica prenose uticaje na šipove na koje je apliciran elastičan otpor tla. Saobraćajno opterećenje je usvojeno prema Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ br. 06/93) za kategoriju mosta I sa računskom šemom opterećenja V 600 + V 300.

Statički proračun konstrukcija urađen je za prostorni sistem korišćenjem programskog paketa "SOFiSTiK". Dimenzionisanje elemenata konstrukcije urađeno je u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za beton i armirani beton (PBAB - 87).



Slika 5-Računski model konstrukcje

Statički proračun mosta je rađen po fazama. Prva faza je faza montaže glavnih nosača i nakon toga, faza betoniranja armirano betonske ploče i poprečnih nosača, tada opterećenje primaju prednapregnuti nosači kao proste grede. U fazi eksploatacije, za dodatno stalno opterećenje (asfalt i pešačke staze), pokretno opterećenje i dopunsko opterećenje (kočenje, uticaj temperature, vetra, udar vozila u stub) i naročitog opterećenja, ceo presek radi spregnut zajedno sa stubovima kao kontinualni ram.

Montažni nosači dužine L=34,40 m i prednaprežu se sa po četiri ”SPB SUPER” kabla 12 Ø15,2 mm, a montažni nosači dužine L=21,0 m prednaprežu se sa po dva ”SPB SUPER” kabla 12 Ø15,2 mm. Mostovi su dimenzionisani za VIII zonu seizmičnosti.

Predviđen je kombinovani način gradnje: gotovi montažni prednapregnuti nosači se lansirnom rešetkom nanose na oslonce i međusobno spajaju betoniranjem na licu mesta, poprečnih nosača i kolovozne ploče. Težina jednog montažnog nosača je 77 t.

5 ZAKLJUČAK

Izbor konstruktivnog rešenja mostovske konstrukcije uslovljen je preprekama koje se premošćuju, elementima trase autoputa, uglovima ukrštanja prepreka sa osom autoputa i potrebom da se nesmetano odvija železnički saobraćaj na postojećoj pruzi za vreme građenja mosta.

Investitor glavnog projekta mostova na obilaznici Dimitrovgrada je JP “Putevi Srbije“ Beograd. Projekat mostova je urađen u Institutu za puteve a.d. Beograd. Izvođač radova na mostovima na obilaznici Dimitrovgrada je austrijska firma “Alpina“.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Žarko Vulović[1], Marija Milovanović[2]

MOSTOVI NA OBILAZNICI DIMITROVGRADA NA km. 96+485 AUTOPUTA E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Rezime:

U radu je prikazan projekat mostova preko lokalnog puta, potoka i jaruge na obilaznici Dimitrovgrada na km. 96+485 desne trake i na km. 96+494 leve trake autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad. Za premošćenje prepreka projektovana je mostovska konstrukcija sa četrnaest polja ukupne dužine 499,32 m na levoj traci autoputa, a na desnoj traci autoputa, konstrukcija od trinaest polja ukupne dužine 467,92m. Oba mosta su u statičkom smislu podeljena na po tri ramovske konstrukcije razdvojene dilatacijama. U poprečnom preseku mostovi su rešeni sa po četiri montažna prethodno napregnuta nosača..

Ključne reči: most, prednapregnuti beton, ramovska konstrukcija

BRIDGES ON DIMITROVGRAD BYPASS ON km. 96+485 AT THE MOTORWAY E-80 NIŠ-DIMITROVGRAD

Summary:

The final bridge design for bridges over local road and streams on Dimitrovgrad bypass on km. 96+485 on right cariageway and on km. 96+494 on left cariageway on the motorway E-80 Niš - Dimitrovgrad is presented in the paper. The total length of bridge on the left cariageway is 499,32m with 14 spans and on the right cariageway is 467,92m with 13spans. The bridge structure is divided in three frame structures with expansion joints. The bridge structure is consist of 4 precast prestressed girders.

Key words: bridge, prestressed concrete, frame construction

[1] dipl.građ.inž glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[2] dipl.građ.inž., vodeći inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

UVOD

Trasa autoputa E-80 Niš-Dimitrovgrad na deonici obilaznice oko Dimitrovgrada na km. 96+485 desne trake i na km. 96+494 leve trake prelazi preko lokalnog puta, potoka i jaruge.

Za premošćenje prepreka projektovana je mostovska konstrukcija sa četrnaest polja ukupne dužine 499,32 m na levoj traci autoputa, a na desnoj traci autoputa, konstrukcija od trinaest polja ukupne dužine 467,92m.

Osa autoputa desne trake je na delu mosta do km. 96+295,02 u pravcu, od km. 96+295,02 do km. 96+592,61 je u prelaznici, a posle je u kružnoj krivini R=934,7m. Osa autoputa leve trake je na delu mosta do km. 96+292,73 u pravcu, od km. 96+292,73 do km. 96+592,73 je u prelaznici, a posle je u kružnoj krivini R=950 m .

Niveleta autoputa je na delu mostova u padu od 0,75% prema Bugarskoj granici.

Poprečni pad na mostu je jednostran, na delu pravca je 2.5%, na delu prelaznice vitoperi 2.5-3.5%, a na delu krivine je konstantan 3.5% prema desnoj ivici kolovoza.

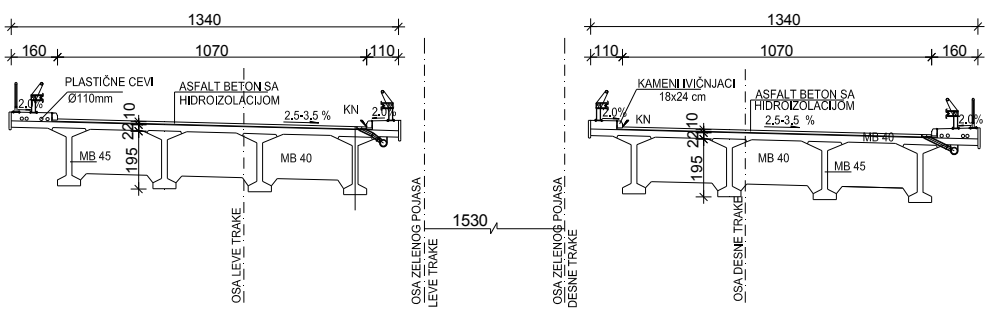
KONSTRUKCIJA MOSTA

Širina kolovoza je 10,70 m, širina revizionih staza sa spoljašnje strane mostova je 1,60 m a sa unutrašnje strane 1,10 m. Ukupna širina mostova iznosi 13,40 m.

Mostovska konstrukcija na levoj traci autoputa ima četrnaest polja, raspona 34,40+7x35,20+2x35,08+3x35,20+34,40 m. Na desnoj traci autoputa projektovan je most sa trinaest polja, raspona 34,40+7x35,20+4x35,20+34,40 m.

Poprečni presek mostova sastoji se od četiri montažna prednapregnuta nosača visine 195 cm preko kojih se lije armirano betonska kolovozna ploča debljine 22 cm. Zajedno sa pločom liju se poprečni nosači u poljima i nad srednjim stubovima, čime se vrši kontinuiranje montažnih greda i sistem prelazi zajedno sa stubovima u kontinualni ramovski prostorni sistem.

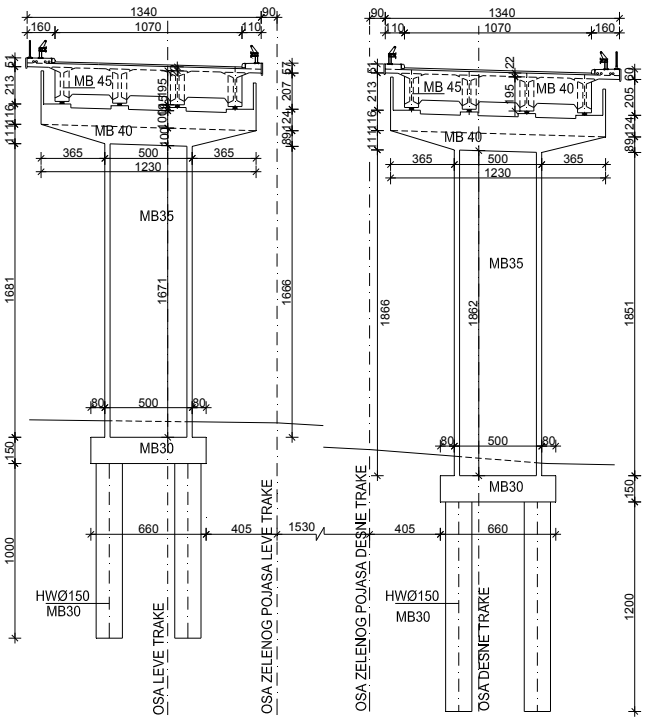
Oba mosta su u statičkom smislu podeljena na po tri ramovske konstrukcije razdvojene dilatacijama. Na krajevima mostova usvojene su dilatacije tipa MT100 a iznad srednjih stubova br.5 i br.10 tipa MT160.



Slika 1- Karakterističan poprečni presek mosta

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine 10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 18/24 cm i zaštićen odbojnim ogradama. Na

spoljašnjim stranama mostova uz revizione staze su predviđene pešačke ograde od cevnih profila visine 100 cm. U revizionim stazama je ostavljen prostor za instalacije - 4 plastične cevi ⌀110 mm. Na ivicama konstrukcija postavljaju se montažni armirano betonski venci.



Slika 2-Poprečni presek srednjeg stuba mosta

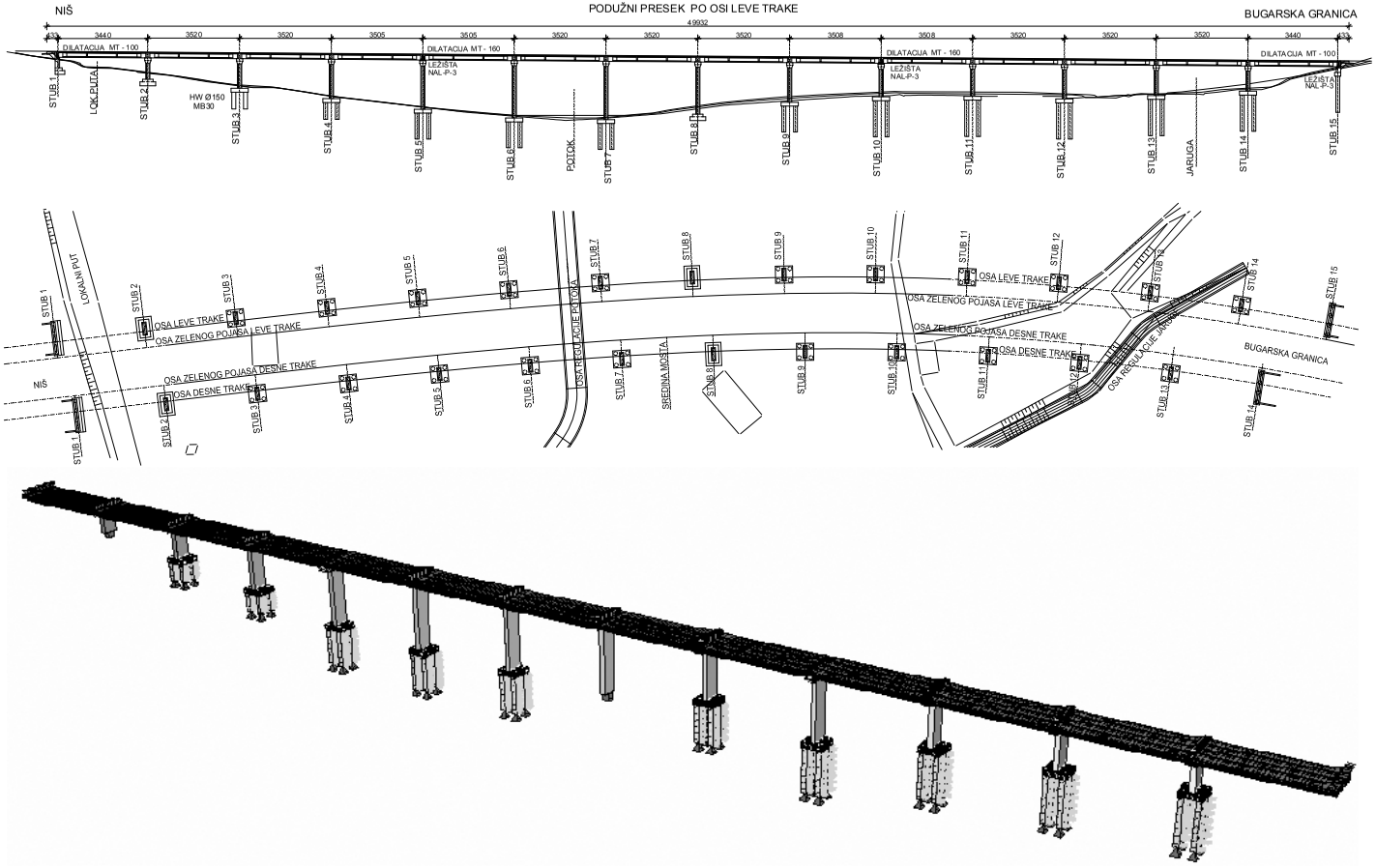
STUBOVI I FUNDIRANJE MOSTA

Srednji stubovi mostova su armirano betonski ošupljeni sanduci dimenzija 160x500 cm i debljine zidova od 30 cm. Iznad stubova lije se poprečna greda koja sa poprečnim nosačem gornjeg stroja čini krutu vezu konstrukcije. Na srednjim stubovima br.5 i br.10 se uticaji sa konstrukcije na stubove prenose preko elastomernih ležišta NAL-p-3 350x450 mm.

Stubovi br. 1, 2 i 8 oba mosta su fundirani direktno na čvrstu stensku masu preko temelja dimenzija 6,0x9,0 m. Ostali stubovi mosta su fundirani duboko na šipovima HW Ø150 povezanim naglavnom gredom i dužine 6,5, 10, 12 i 14 m. Šipovi stubova br.3, 4, 5, 6, 7 i br.9 oslanjaju se na kredne sedimente, čvrstu i nestišljivu stensku masu, a šipovi stubova br.10, 11, 12, 13, 14 i br.15 oslonjeni su na kvartarno-pliocene sedimente sa sleganjima koja će se obaviti u toku izgradnje mostova.

Krajnji stubovi su armirano betonski sandučastog preseka sa čeonim platnom i paralelnim armiranobetonskim krilima.

Za vezu mosta sa nasipom puta predviđena je izrada šljunčanih klinova ispod prelaznih ploča, kao i oblaganje zemljanih kegli betonskim pločama.



Slika 3 –Podužni presek, osnova temelja i statički model mostova

STATIČKI PRORAČUN

Statički proračun konstrukcija urađen je za prostorni sistem korišćenjem programskog paketa "SOFiSTiK". Dimenzionisanje elemenata konstrukcije urađeno je u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za beton i armirani beton (PBAB - 87).

Saobraćajno opterećenje je usvojeno prema Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova (Sl. list SFRJ br. 06/93) za kategoriju mosta I sa računskom šemom opterećenja V600+V300.

Svaki montažni nosač prednapreže se sa po četiri ”SPB SUPER” kabla 12 ⌀15,2 mm. Projektom je predviđena rebrasta armatura RA 400/500-2. Projektovane minimalne marke betona su: za glavne nosače i montažne vence MB 45, za kolovoznu ploču, poprečne nosače, oslonačke grede MB 40, za srednje stubove MB 35 i za obalne stubove, temeljne stope, šipove i prelazne ploče MB 30. Projektovana je regulacija potoka u dužini od 180 m u koji se uliva regulacija jaruge dužine 300 m, sa povremenim burnim tokom.

ZAKLJUČAK

Izbor konstruktivnog rešenja mostovske konstrukcije uslovljen je preprekama koje se premošćuju, elementima trase autoputa i načinu fundiranja srednjih stubova.

Investitor glavnog projekta mostova na obilaznici Dimitrovgrada je JP “Putevi Srbije“ Beograd. Projekat mostova je urađen u Institutu za puteve a.d. Beograd. Izvođač radova na mostovima na obilaznici Dimitrovgrada je austrijska firma “Alpina“.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Đorđe Ilić[1], Aleksandra Janjanin[2], Slobodan Matović[3]

MOSTOVI PREKO ŽELEZNIČKE PRUGE NA km. 922+796 AUTOPUTA E-75 NIŠ-GRANICA BJRM

Rezime:

U radu su prikazani projekti mostova preko železničke pruge na autoputu E-75 Niš-granica sa BJRM na deonici od Vladičinog Hana do Donjeg Neradovca. Konstrukcije mostova su kontinualni ramovi od po 3 polja sa ležištima i dilatacijama na krajnjim stubovima. Poprečni preseci mostova se sastoje od pet montažnih prethodno napregnutih nosača dužine L=34,40 m preko kojih se lije armirano betonska ploča. Ukrštanje ose autoputa sa železničkom prugom i visinski gabarit iznad železničke pruge uslovili su zakošene i smaknute mostove sa krajnjim stubovima visine 12 m.

Ključne reči: most, prethodno napregnuti beton, ramovska konstrukcija

BRIDGES OVER RAILWAY ON km. 922+796 ON MOTORWAY E-75 NIŠ-GRANICA BJRM

Summary:

This paper presents the final design of the bridges over the railway line on the motorway E-75 Niš - BJRM border on section from Vladičin Han to Donji Neradovac. Bridge structures are continuous frames of 3 spans with bearings and expansion joints on abutments. Cross section of the bridges consist of five precast prestressed concrete beams, 34,40 m long, above wich is pouring reinforced concrete deck. Axis intersection with the motorway and railway line, as well as demanded clear hight above railway, caused skew bridges with the 12 m height abutments.

Key words: bridge, prestressed concrete, frame bridge structure

[1] dipl.građ.inž., direktor Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[2] dipl.građ.inž., glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[3] dipl.građ.inž., glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

Trasa autoputa E-75 Beograd - Niš - Granica sa BJRM, na deonici od Vladičinog Hana do Donjeg Neradovca, na km. 922+796,40 prelazi preko železničke pruge Beograd - Mladenovac - Niš - Preševo - Državna granica BJRM.

Za premošćenje železničke pruge usvojena je mostovska konstrukcija ukupne dužine 132,71 m na levoj traci autoputa i 132,60 m na desnoj traci autoputa.

Osa autoputa na delu mosta preseca železničku prugu pod uglom od 35,234°.

Osa autoputa na delu mosta do km. 922+753,84 je u prelaznoj krivini, a posle u kružnoj krivini Rh=1000 m. Niveleta autoputa na delu mostova od km. 922+371,36 je u konkavnoj krivini Rv=17000 m.

Poprečni pad na mostu je promenljiv i vitoperi na delu prelazne krivine . Na desnoj traci autoputa poprečni pad je promenljiv od 4,62-5,50 % na desno, a zatim je konstantan na desno 5,5 %. Na levoj traci autoputa poprečni pad je promenljiv od 5,29-5,50 % na desno, a posle je konstantan na desno 5,5 %. Poprečni pad na prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka je 5,5 % ka kolovozu.

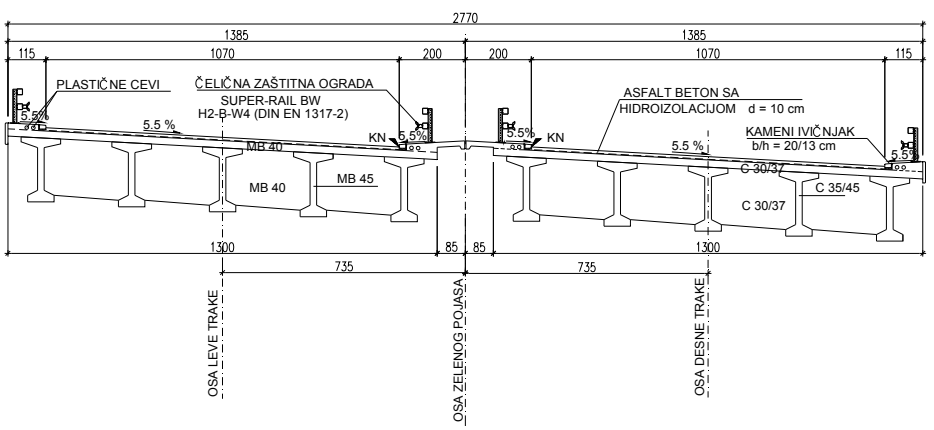
Širina kolovoza na mostu je 10,70 m, širina na prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka sa spoljašnje strane mostova je 1,15 m, a sa unutrašnje strane 1,98 m. Ukupna širina mosta jedne trake iznosi 13,85 m.

Prema uslovima JP ”Železnice Srbije” rastojanje od osovine pružnog koloseka železničke pruge do najbliže ivice stuba mosta mora minimalno da iznosi 7,0 m. Zahtevani minimalni visinski gabarit iznad železničke pruge iznosi 7,30 m.

2 KONSTRUKCIJA MOSTA

Dispozicionim rešenjem projektovani su mostovi sa 3 polja raspona 34,40+35,50+34,40 m od montažnih prethodno napregnutih nosača dužine L=34,40 m. Konstrukcije mostova su u statičkom smislu ramovske konstrukcije sa ležištima i dilatacijama samo na krajnjim stubovima.

U poprečnom preseku mostovi su rešeni sa po pet montažnih prethodno napregnuta nosača visine 195 cm preko kojih se lije armirano betonska kolovozna ploča debljine 22 cm.



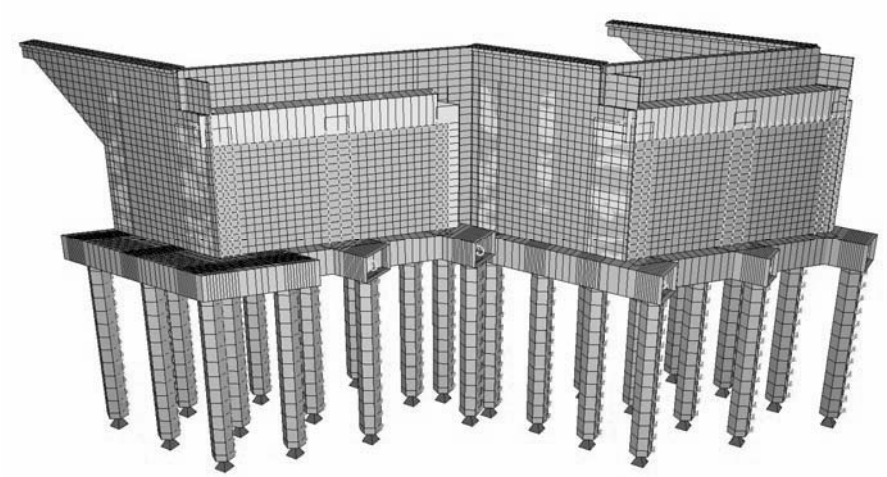
Zajedno sa pločom liju se poprečni nosači u poljima i nad srednjim stubovima, čime se vrši kontinuiranje montažnih greda i sistem prelazi zajedno sa stubovima u ramovski prostorni sistem, za pokretno, i deo stalnog opterećenja, kao i za dopunske i naročite uticaje.

Kolovoz na mostovima je od asfalt betona debljine d=10 cm sa hidroizolacijom. Kolovoz je obostrano oivičen kamenim ivičnjacima dimenzija 20/13 cm i izdignutim 7 cm iznad kolovoza. Na prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka su predviđene čelične zaštitne ograde H2-B-W4 visine h=105 cm. U prostoru za smeštanje ograde i ivičnjaka postavljaju se po dve plastične cevi Ø110 mm za instalacije. Na delu mosta, iznad železničke pruge, postavlja se zaštitna žičana pletena ograda i parapet za zaštitu od zapljuskivanja vode.

Na ivicama konstrukcija postavljaju se montažni armirano betonski venci. Na desnoj strani autoputa predviđene su rigole pre i posle mosta za odvod vode.

3 DONJI STROJ I FUNDIRANJE MOSTA

Osa autoputa ukršta se sa železničkom prugom pod uglom od 35°. Uslovima JP "Železnice Srbije" zahteva se visinski gabarit od 7,30 m iznad železničke pruge. Visina nasipa na krajnjem stubu br.1 iznosi 12 m, a na stubu br.4 visina nasipa je 9,5 m. Sve ovo uslovilo je vrlo složene i masivne konstrukcije krajnjih stubova. Krajnji stubovi su zakošeni i smaknuti. Projektovani su kao armirano betonska čeona platna sa ležišnim gredama i kontraforima, sa paralelnim, delom stojećim, a delom visećim krilima sa ukrućenjima. Krajnji stubovi, br.1 leve trake i br.4 desne trake, fundirani su preko naglavnih greda na po 13 HW šipa Ø150 cm, dok su krajnji stubovi, br.1 desne trake i br.4 leve trake, fundirani preko naglavnih greda i ploče na po 12 HW šipa prečnika Ø150 cm. Dužina svih šipova krajnjih stubova iznosi 17 m. Šipovi se oslanjaju u dobro konsolidovane i dobro nosive lapore i laporce.



Slika 2. Statički model krajnjeg stuba mosta

Raspored šipova u osnovi uslovili su, kako sama geometrija krajnjih stubova, tako i visina nasipa i veliko opterećenje nasipa koji se prenosi na krajnje stubove. Povezivanjem naglavnih greda i izbor ploče ispod jednog krilnog zida izbegnuta je pojava zatezanja u šipovima. Takođe, nasip na početku i kraju mosta, na dužini od 20 m iza krajnjih stubova, izvodi se od peskovito-

šljunkovitog ili drobinskog materijala tačno određenih karakteristika radi smanjenja opterećenja na krajnje stubove. Za vezu mosta sa nasipom puta predviđena je izrada šljunčanih klinova ispod prelaznih ploča, kao i oblaganje zemljanih kegli betonskim pločama.

Na krajnje stubove uticaji sa konstrukcije se prenose preko četiri kružna elastomerna ležišta NAL-p-3 Ø400. Na krajevima mostova usvojene su dilatacije tipa MT 70.

Srednji stubovi mostova su rešeni sa tri armirano betonska okrugla stuba prečnika Ø120 cm. Iznad srednjih stubova lije se poprečna greda koja sa poprečnim nosačem konstrukcije čini krutu vezu. Srednji stubovi su preko naglavnih greda fundirani na po četiri HW šipa prečnika Ø150 cm, dužine 14 m .

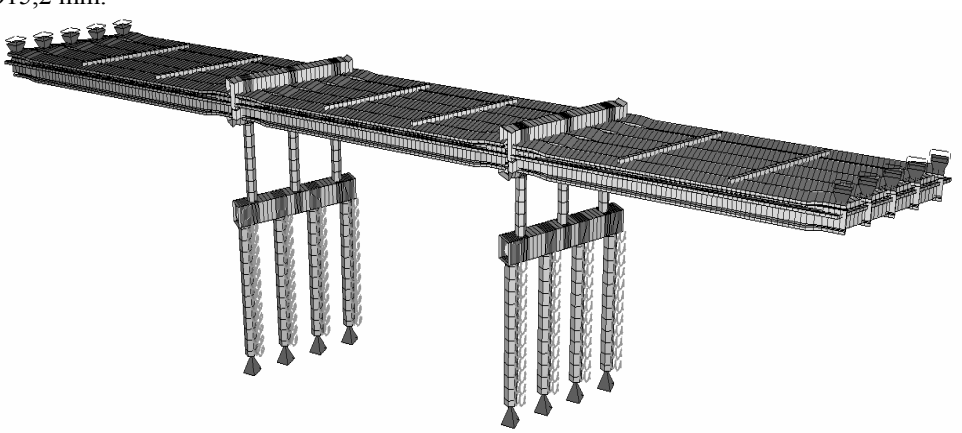
4 STATIČKI PRORAČUN

Statički model rasponske konstrukcije i krajnjih stubova rađen je u programskom paketu ”SOFISTIK”. Urađeni su prostorni modeli nezavisno za rasponsku konstrukciju i krajnje stubove mostova leve i desne trake.

Uticaji za pokretno opterećenje računati su za kategoriju mosta I (V600+V300) prema Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje opterećenja mostova.

Dimenzionisanje elemenata konstrukcije urađeno je u skladu sa Pravilnikom o tehničkim normativima za beton i armirani beton (PBAB - 87).

Montažni nosači dužine L=34,40 m prednaprežu se sa po četiri ”SPB SUPER” kabla 12 Ø15,2 mm.



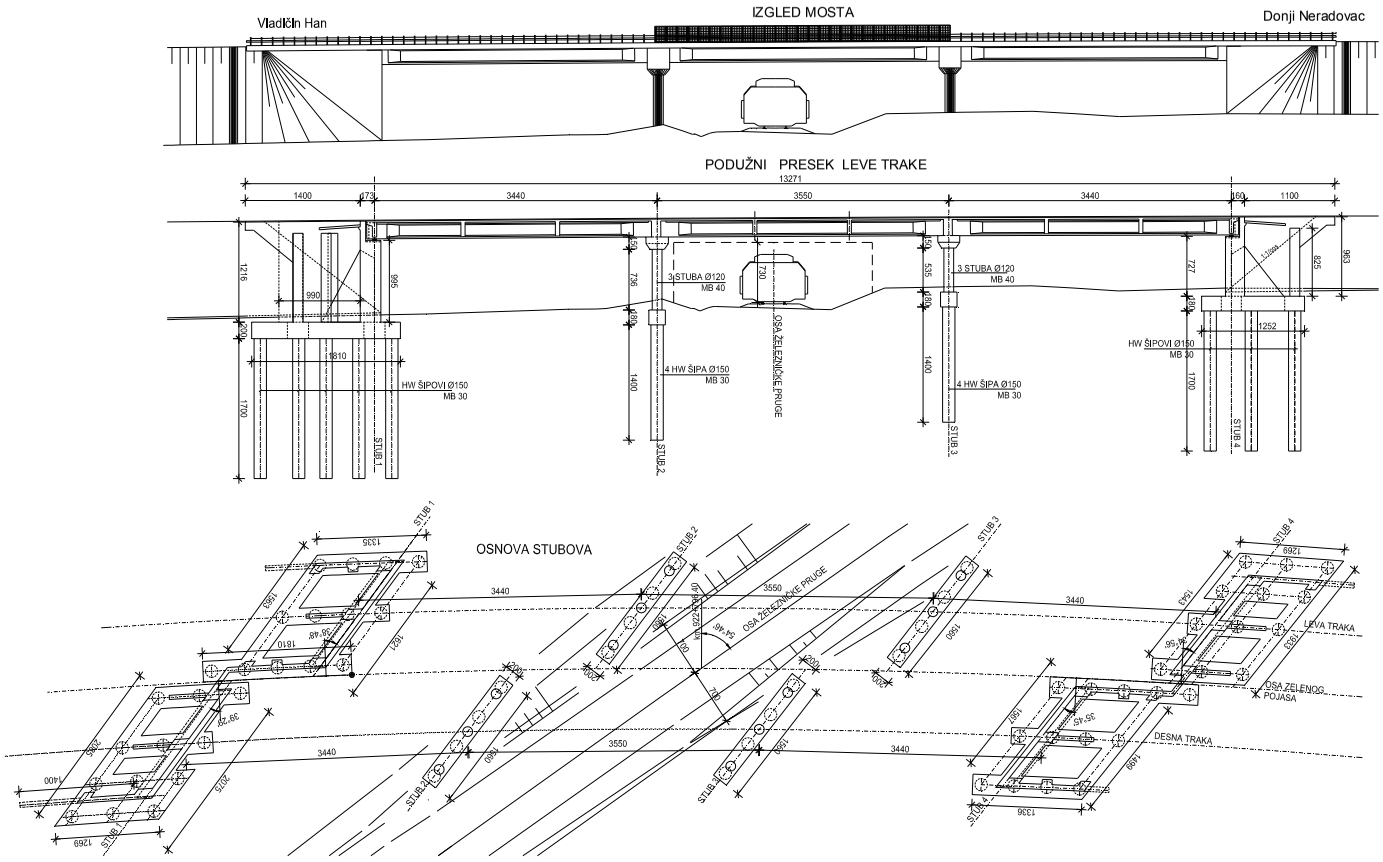
Slika 3. Statički modek konstrukcije mosta

U projektu se predviđaju minimalne marke betona: za glavne nosače i montažne vence MB 45, za kolovoznu ploču, poprečne nosače, oslonačke grede i srednje stubove MB 40, za naglavne grede na krajnjim i srednjim stubovima MB 35, za obalne stubove, šipove i prelazne ploče MB 30.

U projektu se predviđa rebrasta armatura RA 400/500-2 i glatka armatura GA 240/360.

Površinske vode sa kolovoza odvode se kroz slivnike van gabarita pruge.

Dopunski uslovi za betone: za elemente gornjeg stroja mostova su otpornost prema dejstvu mraza M-150 i marka vodonepropustljivosti V-6, donjeg stroja M-100 i marka vodonepropustljivosti V-6.



Slika 4 –Podužni preseci i osnova stubova mostova

5 ZAKLJUČAK

Izbor konstruktivnog rešenja mostovske konstrukcije uslovljen je uslovima JP ”Železnice Srbije” i geometrijom koja je definisana glavnim projektom autoputa E-75 Beograd - Niš - granica sa BJRM.

Mostovska konstrukcija je rešena kao ramovska na tri polja sa dilatacijama i ležištima samo na krajnjim stubovima.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Dragan Majkic

SAS BAY MOST, SAN FRANCISCO, UREDJAJI ZA MONTAZU MOSTA

Rezime

Ovo je tip obesenog mosta gde su glavni kablovi prihvaceni kolovoznom konstrukcijom te iz tog razloga nije im potrebno gravitaciono ukotljavane. Dobra strana ovakvog tipa mostova je da nema gravitacione temelje za ukotvljenje kablova. Konstruisanje ovakvih mostova zahteva da kolovozna konstrukcija mora biti izvedena pre glavnih kablova, potpuno suprotno od nacina izvodjenja mostova sa gravitacionim temeljima. Kolovozna konstukcija mora biti izvedana sa oslanjanjem na tesku privremenu skelu na celoj svojoj duzini omogucavajuci na taj nacin izvodjenje kablova kasnije. Krajnja faza izvodjenja mosta je slozen prenos opterecena sa skele na glavne kablove mosta.

U radu su obrazlozeni detalji u vezi projektovanja uredjaja za dizane mostovskih ortotropnih sanducastih segmenata mostovskog glavnog nosaca.

Abstract

SAS – Self Anchored Suspension bridge, a type of supporting cable are anchored in the deck of bridge, i.e. the bridge is anchored within itself and does not require separate gravity anchorage for the cables. The advantage of this type of bridge is that the major gravity anchorages and their resultant costs can be omitted. To construct this type of bridge, however, the deck must be constructed before the cables, opposite of a gravity or rock anchored suspension bridge. Thus, the deck must be temporary supported by falsework allowing cables to be erected and anchored in the deck, and after a complex load transfer sequence, the bridge deck load is 'swung' from falsework to cables.

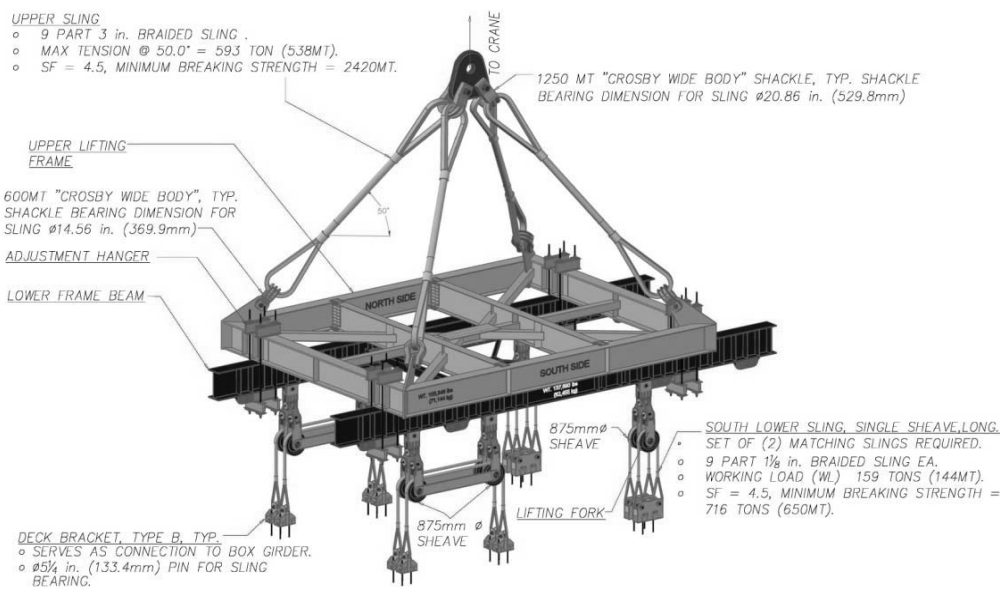
This paper provides details of the equipment design and operational plan that was used to detail for erection of the Orthotropic Box Girders (OBG).



Slika 1 – Dispozicija SAS Bay Mosta

1. RAM ZA DIZANJE TERETA

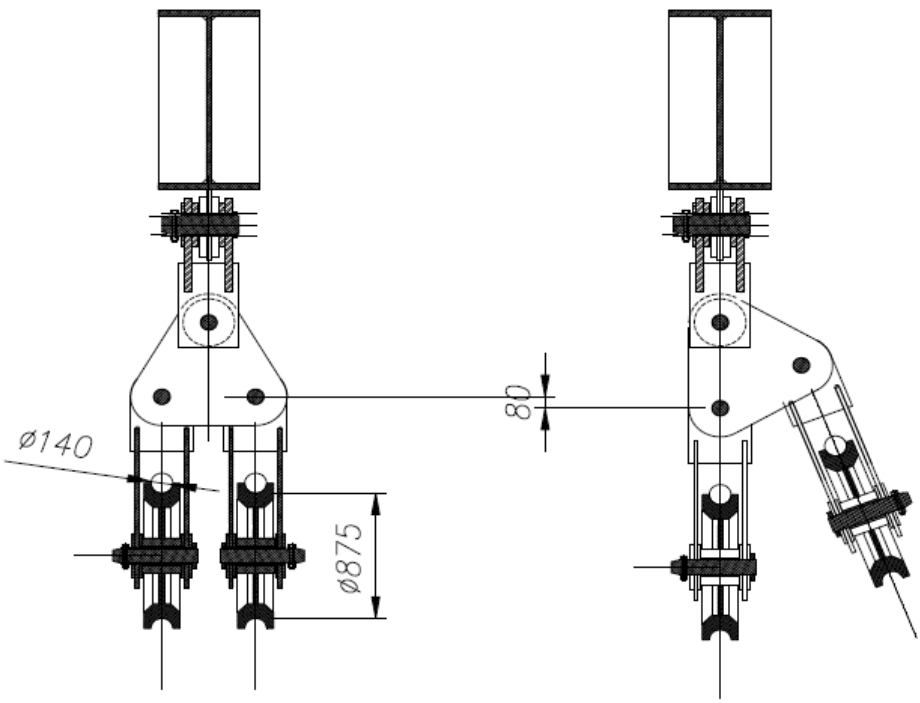
Po planu montaze nekoliko saducastih mostovskih segmenata je trbalo da bude podignuto sa barze na privremenu resetkastu skelu 230 m daleko od finalne pozicije. Celicni sanducasti montazni segmenti su podizani na prethodno pripremljene "saonice" (cradle). Svaki mostovski segment ima razlicitu poziciju tezista te je bilo potrebno razlicito prihvatanje elemenata u cilju sigurnosti podizanja kranom i da bi se izbeglo nepozeljno opterecenje segme-nata u toku dizanja. U tom cilju je projektovan ram za dizanje koji je mogao da se prilagodi za svih 28 razlicitih segmenata mosta. Ram za dizanje ("Lifting Frame") su u stvari dva rama, donji fiksni i gornji pokretni , koji svojim medjusobnim polozajem mogu da se prilagode bilo kojem mostovskom segmentu.



Slika2- Dispozicija rama za dizanje mostovskih segmenata



Slika 3 – Aranzman rama za dizanje

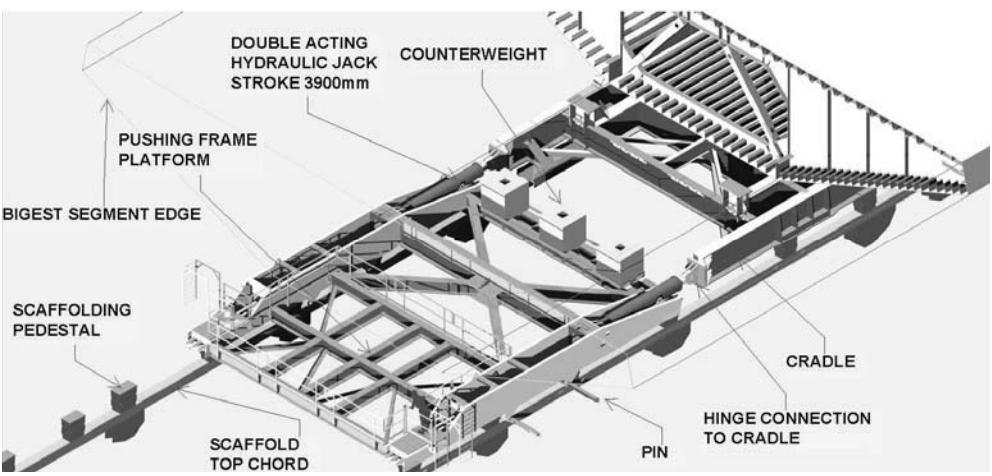


Slika 4 – Simulacija prekida jednog kabla za duzanje

Kada su se donji i gornji ram pozicirali u odgovarajuci projektovani polozaj spajali su se u jednu celinu u vise tacaka sa po cetiri sipke za utezanje precnika 64mm. Cetiri sipke za utezanje, na mestu svakog spojnog cvora, su se utezale istovremeno sa silom 126 tona po sipki. Donji ram je projektovan sa vise pozicija za kacenje segmenata mosta. Segment mosta se kacio za donji ram preko celicnog sklopa ("load equalizers sheave forks") koji je izjednacavao sile u sajlama za dizanje u poduznom i poprecnom pravcu. Za dizanje su koriscene sajle sa 9 upredenih celicnih kablova od po 29mm. Radi predostroznosti kompletan sistem je analiziran za slucaj prekida jednog kabla za dizanje (Slika 4).

2. RAM ZA GURANJE SEGMENATA (PUSHING FRAME)

Bay most je delimicno lociran na vodi a delimicno na zemlji. To je razlog da svi elementi ne mogu biti instalirani u svojoj konacnoj poziciji koriscenjem samo krana na barzi. Svaki element mosta je podignut na specijalno pripremljenu bazu ("saonice")sa kranom na barzi, a onda su elementi zajedno sa saonicama gurani u njihovu konacnu poziciju. Prvi zadatak pri realizciji projekta guranja segmenata na SAS Bay mostu u San Francisku je bio osmisliti sto jednostavniji metod koji nije podlozan devijacijama za vreme guranja segmenata. Radi bolje kontrole guranja segmenata inicialna koncepcija koriscenja Hilman Roller-a je promenjena sa teflonskim klizacima. U tu svrhu projektovan je specialni hidraulicki ram za guranje segmenata mosta (pushing frame) koji je bio zakacen na saonice i gurao saonice zajedno sa mostovskim segmentom preko kratkih stubova privremene resetke locirane u cvorovima gornjeg pojasa.



Slika 5 – Shematski prikaz uredjaja za guranje

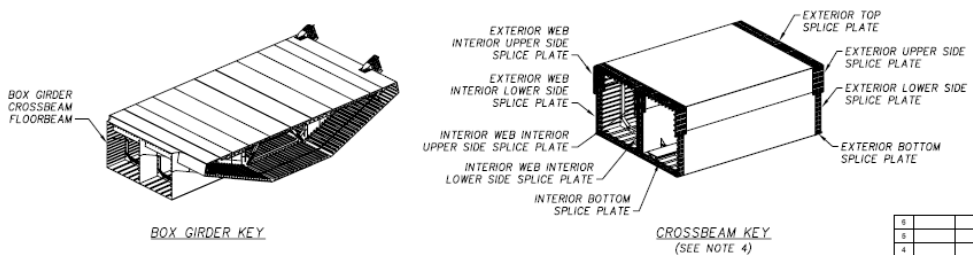
Celicni hidraulicki ram za guranje segmenata tezine 100 tona sa disel motorom od 100 konjsih snaga je upravljan sa jednim radnikom na bazi informacija od nekoliko radnika koji su kontrolisali klizanje u nekoliko kriticnih tacaka. Kompletan process guranja projektovan je sa tolerancijom za guranje od 150mm.

Klizanje je obavljeno preko specialno projektovanih teflonskih lezista lociranih na kratkim stubovima resetke. U cilju smanjenja trenja teflonska lezista su premazivana sintetickim uljem, a saonice su imale zavaren ispolirani tanki lim od nerdjajuceg celika na donjoj flansi koja je bila u kontaktu sa lezistima. U toku guranja zabelezeno je maksimalno trenje od 5%.

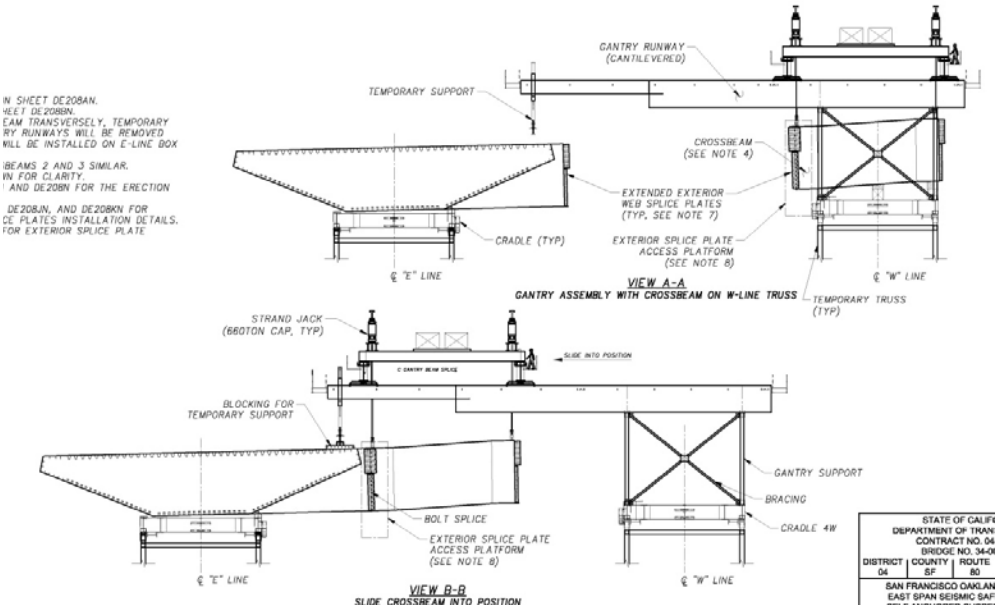
Za klizanje su koriscene dve hidraulicke dizalice sa maksimalnim pomeranjem klipa od 3.9m. Pre guranja hidraulicki ram je osiguran sa dve bolcne 76x150x1220mm, oslonjene u horizontalnom smislu na kratke stubove privremene resetke. Projektovane su ukupno cetiri bolcne ali za pomeranje su koriscene samo dve uparene bolcne, dve prednje ili dve zadnje, zavisno od pozicije kratkih stubova na privremenoij resetki. Kada hidraulicka dizalica gurne mostovski element sa postoljem za klizanje otprilike 3.9m bolcne su se vadile da bi se hidraulicke dizalice skupile. Posle ovoga hidraulicki ram za guranje bi se pripremio za novi ciklus guranja instaliranjem dve bolcne. Ovaj process se ponavljao sve dok mostovski segment ne dodje do otprilike 1m od svoje konacne lokacije. U toj poziciji hidraulicke dizalice su se odvajale od rama za klizanje i kompletan ram je povlacen nazad koriscenjem dva vitla.

3. KRAN ZA MONTAZU POPRECNIH GREDA

Za montazu porecnih greda (slika 6) koriscen je specialno projektovan kran prikazan na slikama 7; 9 i 10. Po projektu kran je montiran na pokretne saonice (credl), iste one koje su koriscene za transport sanducastih segmenata glavnih mostovskih nosaca. Kran je bio snabdeven sa glanim nosacem sistema konzole (27.5m) u toku transporta koji je na kraju imao ugradjene pokretne noge za oslanjanje na prethodno montirani juzni sanducasti nosac (slika 6). Ceo sistem, kran sa saonicama i poprecnom gredom, je guran do projektovane pozicije pomocu rama za guranje opisanog u prethodnom tekstu. Kada se kompletan sistem pozicirao na mesto ugradnje poprecne grede dve noge na kraju konzolnog kranskog nosaca su se izduzivale i time se menjao konstruktivni sistem kranske konstrukcije u cilju povecanja nosivosti.
Sledeci postupak je sama montaza poprecne grede. Sam kran je sistem pokretnih nosaca koji ima mogucnost pomeranja u poduznom i poprecnom pravcu. Pomeranje polozaja mostovske poprecne grede je omoguceno sa dva sistema hidraulickih uredjaja opremljenih hvataljkama koje su hvatanjem gornje flanse glavnog kranskog nosaca pomerale sistem.



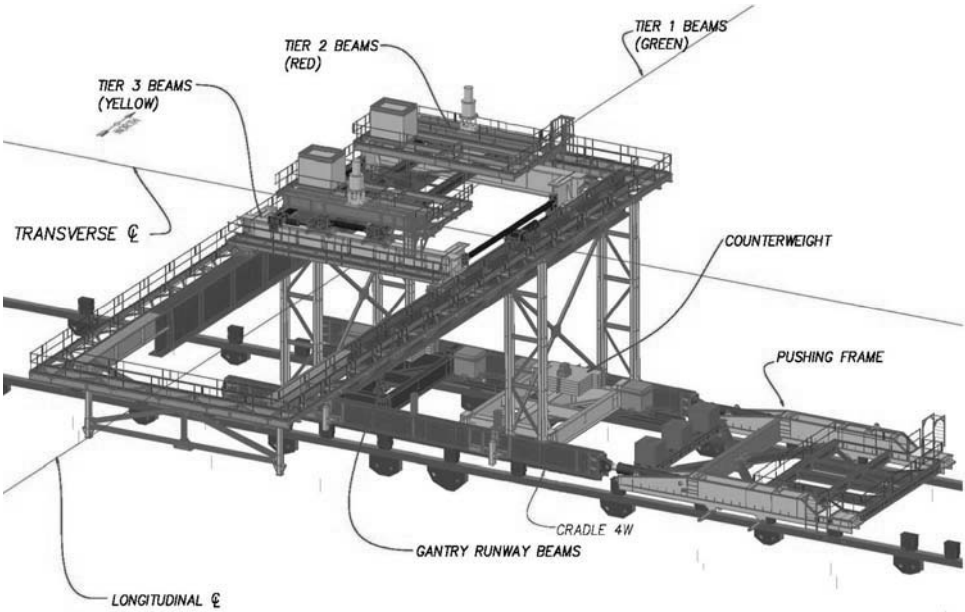
Slika 6 – Tipicni segmenti na mestu spoja glavnog mostovskog nosaca i poprecne grede



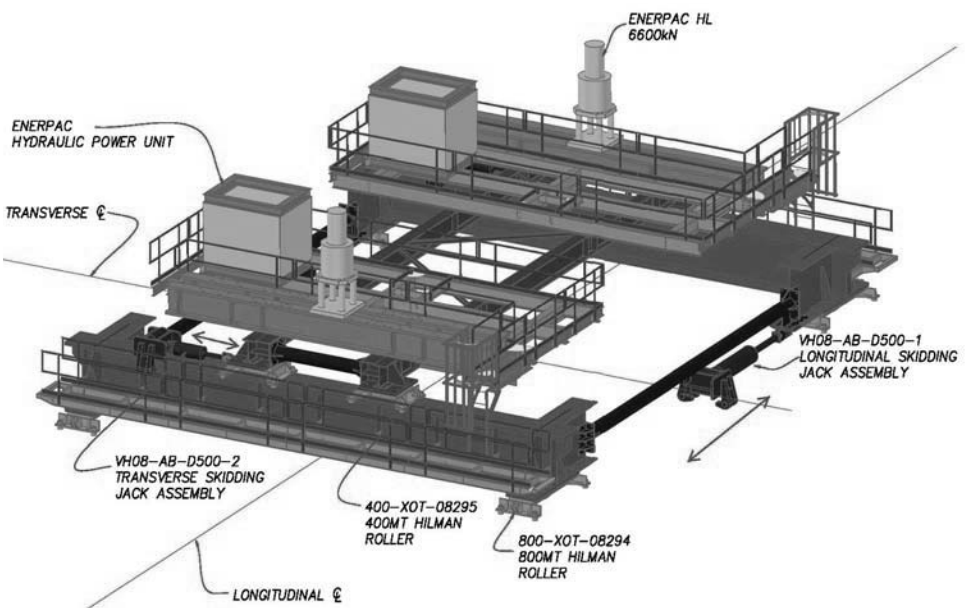
Slika 7 – Metod montaze porecnih greda



Slika 8 – Arazment glavnih mostovskih greda i poprecnih veznih greda



Slika 9 – Aranzman krana za dizanje poprecne grede



Slika 10 – Aparatura za podizanje i pomeranje poprecnih greda



Slika 11 – kran za montazu poprecnih greda

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Dragan Majkic

MONTAZA SLIMS MOSTA, YUKON, KANADA

Rezime

Slim most je montiran putem navlacenja koriscenjem masina trenutno raspolozivim na gradilistu .Kompletna celicna konstrukcija zajedno sa oplatom kolovozne betonske ploce je potiskivana sa dva buldozera. U radu je obrazlozena metoda potiskivanja mosta i nekoliko problema koji se najcesce javljaju kod ovako izvodjenih mostova.

Kljucne reci: *Most, navlacenje,*

Abstract

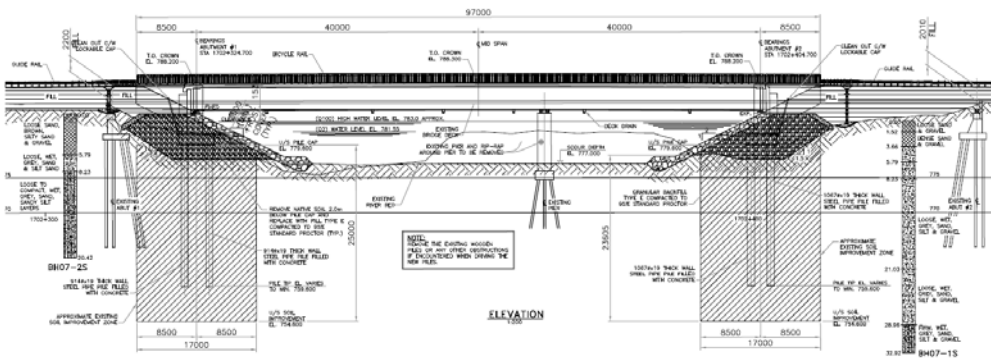
Slim bridge was launch using machinery currently available on site. Assembly of steel structure with concrete deck slab formwork are pushed by two bulldozers. The paper desibing methods of construction of the bridge and several problems which often arise at this type of construction.

Key words: bridge, launching

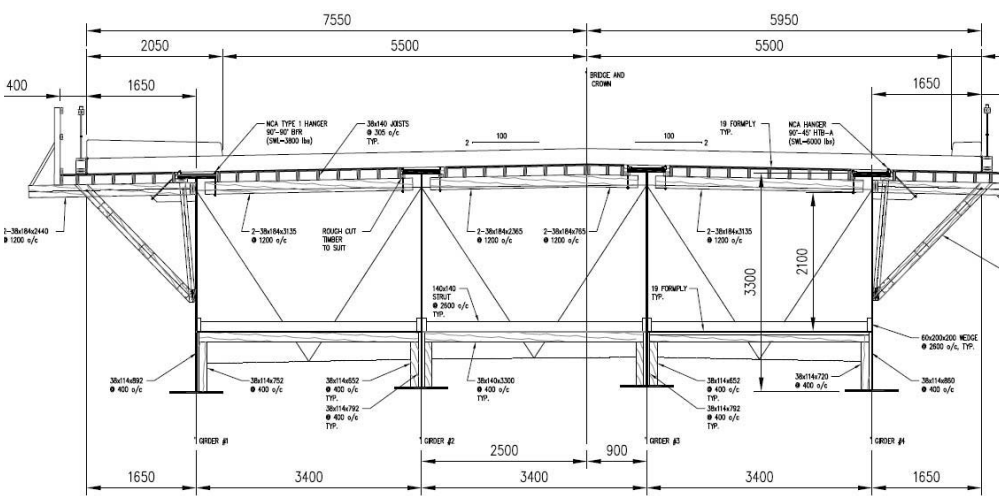
1. DISPOZICIJA MOSTA

Slims River postojeci most, sistema dva raspona od po 61m resetkaste proste grede, je morao da se demontira i zameni novim mostom.

Novi Slims River most je projektovan kao sistem proste grede raspona 80m. U poprecnom preseku most je satavljen od cetiri celicnna "I" nosaca visine 3300 mm sa medjusobnim razmakom 3.4 m. Projektom je bilo predvidjeno da se kolovozna betonka ploca sirine 13.5m i debljine 235 mm, oslonjena na celicne mostovske nosace, lije na licu mesta, posle montaze glavnih celicnih nosaca.



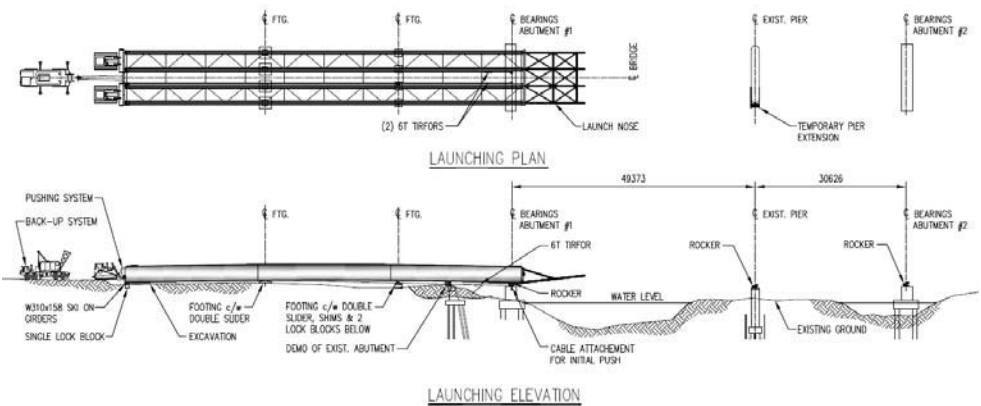
Slika 1 – Dispozicija Slims River mosta



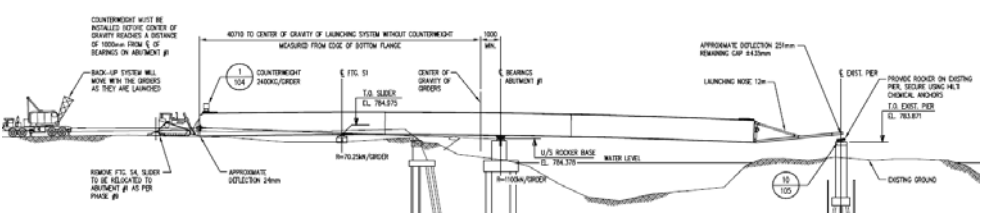
Slika 2 – Tipican poprecni presek sistema za navlacenje

2. MONTAZA MOSTA PUTEM NAVLACENJA

Projektom za montazu definisano je da se montaza mosta izvede putem navlacenja sistema sacinjenog od cetiri celicna "I" nosaca medjusobno povezana poprecnim diafragmama i horizontalnom spregom zajedno sa oplatom betonske kolovozne konstrukcije mosta (vidi Sliku 2) ukupne tezine 1600t. Most se navlacio preko oslonaca sacinjenih od rollera i teflonskih klizajucih lezaja. Za lakse savladjivanje deformacije konzole na pocetku celicnih nosaca projektovan je"nos" duzine 12m. Zbog velike krutosti glavnog mostovskog nosaca postojala je mogucnost da "nos" bude opterecen silom 50% od ukupne tezine sistema te se u toku navlacenja vodilo racuna da nos dobije prvi kontakt oslonca na stubu u vodi u zoni cvora diagonalne potpore. Kompletan sistem se gurao sa dva buldozera D8N (vidi sliku 8). Sila trenja, koju je trebalo savladati sa dva buldozera, je bila definisana projektom i iznosila je 65t do 78t. U toku navlacenja, zbog promene konfiguracije oslonackih tacaka i samog fabrikovanog nadvisenja, system mosta je mogao da dobije nagib na dole te ga je trebalo obezbediti protiv nekontrolisanog klizanja/kotrljanja na dole. U tu svrhu koriscen je kran koji je bio povezan sa mostom jednim celicnim kablom precnika 28 mm.



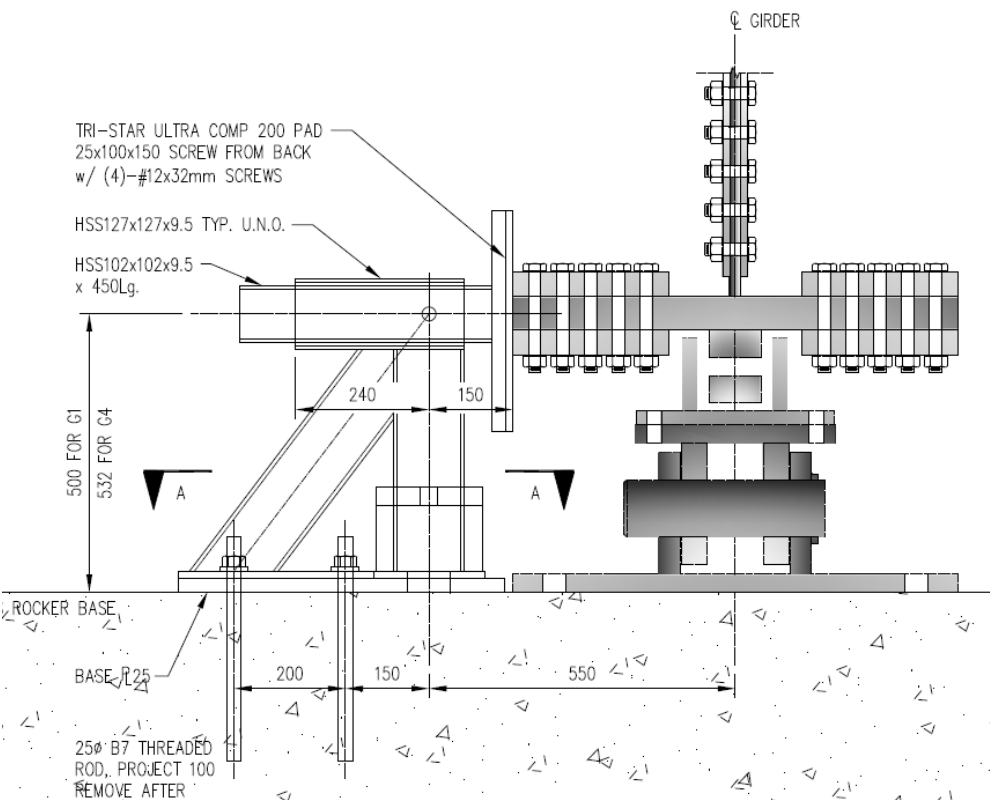
Slika2- Shema sistema za navlacenje



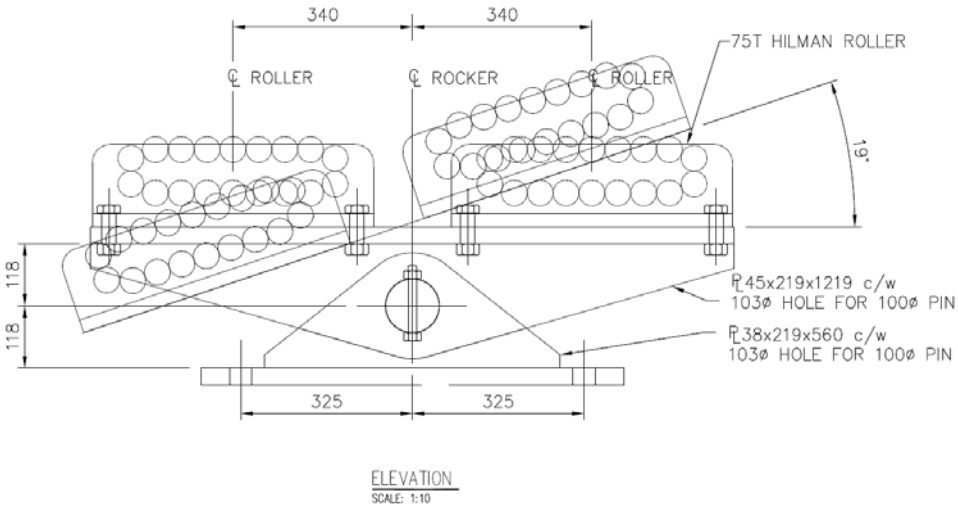
Slika 3 – Faza navlacenja u momentu kada " nos" pridje stubu u vodi



Slika 4 – Mostoski nosaci u momentu pre pocetka navlacenja



Slika 5 – Ram za navodjenje sistema za navlacenje



Slika 6 – Valjkasto zglobno leziste za navlacenje

Za kontrolu pravca navlacenja korisceni su ramovi za navodjenje (vidi sliku 5) lociranim na obalnom stubu i stubu u vodi. Kompletan proces navlacenja je trajao svega dva dana.



Slika 8 – Dva buldozera D8N su koriscena za guranje mosta

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Željko Ličina[1], Zoran Luković, Dragomir Lukić[2]

PROJEKAT DRUMSKOG MOSTA PREKO REKE TAMIŠ U SEČNJU NA MAGISTRALNOM PUTU M-7.1 SEČANJ-VRŠAC

Rezime:

U radu je prikazan projekat novog drumskog mosta preko reke Tamiš u Sečnju na km 29+499 magistralnog puta M-7.1 Sečanj-Vršac. Postojeći most je izgrađen za vreme II svetskog rata. U periodu od 1990.god. do danas most je više puta pregledan i evidentirana su oštećenja, ali nije bilo sredstava za kompletnu sanaciju. Pregledom mosta 2008. godine utvrđeno je da su oštećenja mosta takva da sanacija mosta nije racionalno rešenje. Investitoru je predložena izgradnja novog mosta. Projektovana je kontinualna spregnuta konstukcija 24+48+24.2= 96.2m preko glavnog otvora i prednapregnuta betonska konstrukcija 5x24=120m na inundaciji prema Vršcu.

Ključne reči: most, spregnuta i prednapregnuta konstrukcija, sanacija, jet grouting

DESIGN OF ROAD BRIDGE OVER TAMIŠ RIVER IN SEČANJ, ROAD M-7.1 SEČANJ-VRŠAC

Summary:

This paper deals with the design of the new road bridge over Tamiš river near Sečanj at km 29+499 of the roadway M-7.1 Sečanj-Vršac. The existing bridge was built during the World War II. There were several inspections of the bridge in the past twenty years, but there was no funding for complete rehabilitation. Inspection in 2008 established that rehabilitation is not a rational solution. Proposal to the Client was to build a new bridge. New bridge is designed as a continuous composite girder 24+48+24.2= 96.2m above river and pre-stressed structure 5x24=120m on the Vršac side.

Key words: bridge, composite and pre-stressed structure, rehabilitation, jet grouting

[1]dipl.građ.inž., Vodeći projektant, Saobraćajni Institut CIP, Nemanjina 6, Beograd
[2]dipl.građ.inž., Tehnički Direktor, Interkop-Sektor za mostove, Milutina Milankovića 23, Beograd

1 OPŠTE

Postojeći most preko reke Tamiš kod Sečnja nalazi se na km 29+499 puta M-7.1 deonica Sečanj-Vršac. Most se sastoji od 16 otvora: 2x12.0+47.6+12x12.0= 215.6. Ukupna dužina mosta sa obalnim stubovima iznosi 232m. Glavni otvor je čelični rešetkasti luk ukrućen gredom sa betonskom pločom, a inundacije su čelična zakovana konstrukcija sa AB pločom. Most je građen za vreme drugog svetskog rata.

U poprečnom preseku most se sastoji od kolovoza širine 5.0m i dve revizione staze širine 0.5m. Revizione staze su uzdignute od kolovoza za 5-10cm, a sa spoljne strane je ograda za pešake.

Pregledi i evidencija oštećenja mosta su vršeni više puta od 1990. godine. Od 1990 do 1994. godine je u tri navrata rađen Glavni projekat sanacije, ali radovi nisu izvedeni.

Oštećenja na mostu su opisana u Izveštaju o pregledu od 28.10.2004.godine. Pregled je ponovo izvršen u decembru 2005.godine i konstatovano je da su oštećenja na kolovoznim pločama znatno napredovala u odnosu na prethodni pregled.

Pregledom iz 2008. godine utvrđeno je da sanacija mosta ne bi dala očekivane rezultate, obzirom da bi obim radova bio mnogo veći nego što je to projektom iz 2004.godine predviđeno,pa jje predloženo Investitoru da se napravi nova konstrukcija mosta na postojećim stubovima.

2 KONSTRUKCIJA NOVOG MOSTA

Na osnovu stanja konstrukcije, usvojena je zamena postojećeg gornjeg stroja novim, uz ojačanje donjeg stroja. Nakon analiza više varijanti usvojeno je da se svaki drugi stub(S2, S5, S7, S9, S11, S13 i S15) ukloni, tako da su proticajni uslovi poboljšani. Niveleta novog mosta je u vertikalnoj krivini R=2000m i u najvećoj mogućoj meri prati postojeću niveletu. Donja ivica konstrukcije je ostala ista.

Most se sastoji od dve nezavisne konstrukcije, kontinualne spregnute konstukcije 24+48+24.2= 96.2m preko glavnog otvora i prednapregnute betonske konstrukcije 5x24=120m na inundaciji prema Vršcu.

Poprečni presek novog mosta je ukupne širine 10.27 m, od kojih 7.1 m čini kolovoz, a 2.11+1.06 m pešačke staze sa ivičnim vencima i ivičnjacima.

Tokom izrade novog mosta predviđena je izrada dva jarma u vodi. U prvoj fazi demontaže mosta ovi jarmovi imaju ulogu da se postojeći luk lakše ukloni a u toku izgradnje novog mosta da se osloni čelična konstrukcija i na taj način izvrši sprezanje ne samo za pokretan teret nego i za deo sopstvene težine.

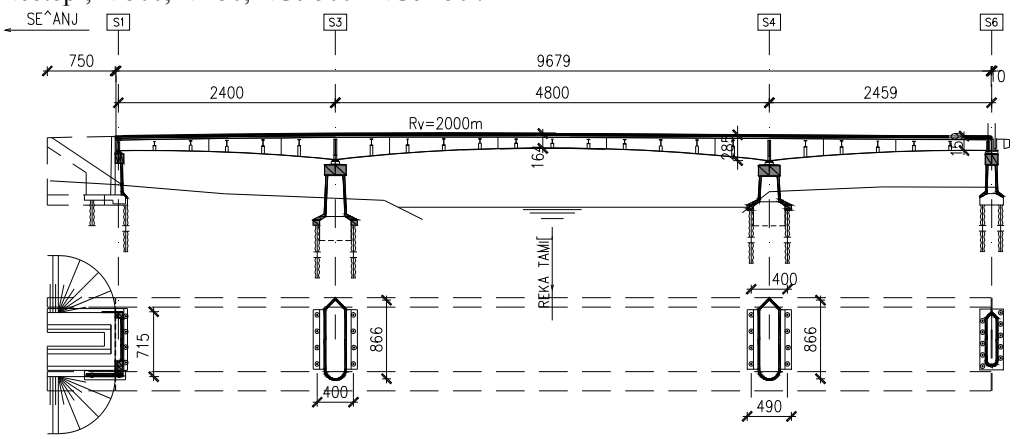
2.1 SPREGNUTA KONSTRUKCIJA MOSTA

Glavni otvor i dva bočna otvora postojećeg mosta se zamenjuju spregnutom konstrukcijom na tri polja 24+48+24.2= 96.2m(sl.1). Usvojen je nosač promenljivog poprečnog preseka. Visina vertikalnog lima nad srednjim osloncima je 2400mm, dok je nad krajnjim osloncima i u sredini većeg raspona ta visina 1150mm. Gornja lamela je širine 400 mm, debljine od 20 mm, vertikalni limovi od 12-18mm, donje lamele širine 500-750mm, debljine 20 do 40 mm pojedinačne, odnosno do 60 mm u paketu.

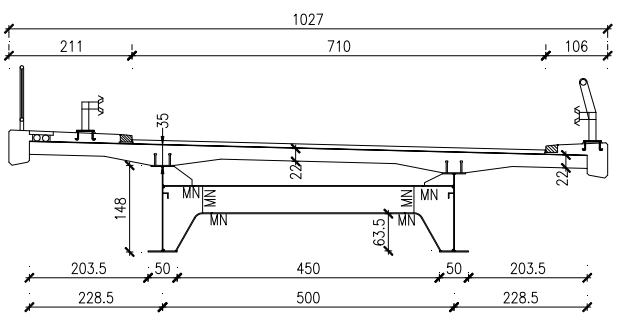
Kvalitet materijala je S355J2G3 prema JUS EN 10025:2003. Kompletna konstrukcija je u zavarenoj izradi, sa zavarenim montažnim nastavcima.

Antikoroziona zaštita se izvodi prema JUS EN 12944-1 do 8. Usvojeni sistem je na bazi epoksida, sa završnim poliuretanskim slojem, stepen korozivnosti C4, dugi vek trajanja, više od 15godina. Sistem zaštite je deklarisan kao S4.14 JUS ISO 12944-5, dodatak A, ukupne debljine suvog filma od 280 μm. Svi čelični delovi mosta u visini od 1m iznad kolovoza pripadaju klasi korozivnosti C5-I.

Kolovozna ploča je betonska, debljine u sredini mosta 22cm, iznad glavnih nosača 35cm. Sprezanje betonske ploče i glavnih nosača je preko tipskih moždanika tipa Nelson Ø 22 koji se postavljaju u dva reda na gornjoj lameli glavnih nosača. Betonska ploča ima simetrične prepuste od 2.285 m. Osa mosta je u odnosu na osu puta pomerena za 52.5 cm. Sprezanje betonske ploče se vrši preko dva reda moždanika na glavnim nosačima. Nepokretan oslonac je na stubu S4. Ležišta na su Neotopf, N-500, N-150, NGe-500 i NGe-150 .



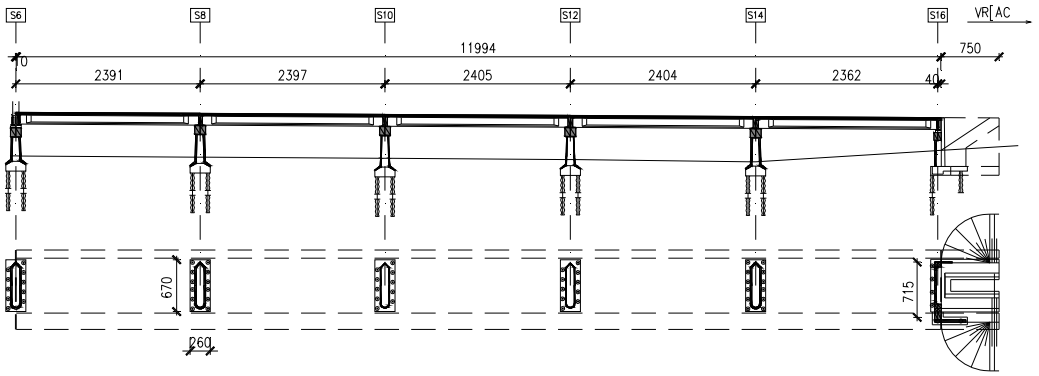
Slika 1 – Dispozicija spregnute konstrukcije



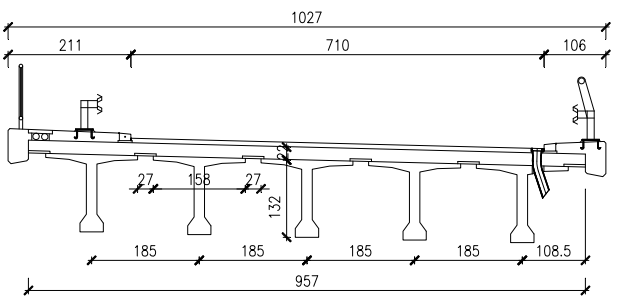
Slika 2 – Poprečni presek spregnute konstrukcije

2.2 INUNDACIONA KONSTRUKCIJA MOSTA

Inundaciona konstrukcija se sastoji od 5 raspona po 24 m, oslonjena na stubove S6(dilatacija prema spregnutoj konstrukciji), S8, S10, S12, S14 i S16.(krajnji stub). Na srednjim stubovima mostovska konstrukcija je zglobno vezana za stubove, a na krajevima oslonjena na ležišta NAL 400x200x50. Ukupna dužina ovog dela mosta je 119.94 m, između dilatacija(sl.3).
Poprečni presek inundacione konstrukcije se sastoji od 5 prethodno napregnutih armirano betonskih montažnih nosača visine 132 cm, preko kojih se betonira armirano betonska ploča, debljine 22 cm(sl.4).



Slika 3 – Dispozicija inundacione konstrukcije



Slika 4 – Poprečni presek inundacione konstrukcije

Ležišne grede i stubovi

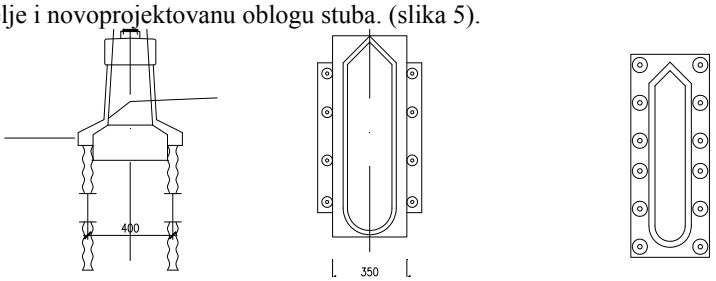
Stubovi se ojačavaju novim slojem betona, debljine 20 cm, koja se produžava i na gornju, kosu površinu temeljne stope. Beton obloge je spregnut ankerima za postojeći stub i temelj. Ležišne grede su konzolno proširene, zbog povećane širine mosta.
Obloga stubova se izvodi samougrađujućim betonom. Oplate je jednostrana i fiksira se sa za postojeći beton tipskim ankerima sa elastičnom čaurom.

Fundiranje

Na osnovu rezultata sondažnih bušotina i statičkog penetracionog opita može se reći, da je tlo na desnoj obali Tamiša, na prvih 9 m glina, prašinasta i peskovita, a dublje prašinast pesak.

Dimenzije temeljnih stopa – naglavnih greda, su utvrđene iskopom istražnih jama. Stope srednjih stubova su pravougaone, a krajnjih stubova su u obliku ćiriličnog slova P.Postojeći stubovi su fundirani na betonskim šipovima, verovatno Ø33cm. S obzirom da je predviđeno uklanjanje svakog drugog postojećeg stuba, tačan broj postojećih šipova će biti utvrđen nakon rušenja.

Temelji postojećih stubova, koji se zadržavaju, ojačavaju se mikro jet grouting šipovima, prečnika 500 mm. Šipovi su izvedeni kroz prethodno izbušene rupe Ø150 mm, kroz temeljnu stopu, osim rečnih stubova S3, S4. Velika debljina njihovih temelja je razlog što šipovi nisu mogli biti izvedeni kroz stopu, kako je bilo predviđeno glavnim projektom, već su šipovi "izmešteni" sa strane i oslonjeni na podužne grede – ojačanja temelja, koja su spregnuta ankerima za postojeće temelje i novoprojektovanu oblogu stuba. (slika 5).



Slika 5 – Način ojačanja jet grouting šipovima rečnih i svih ostalih srednjih stubova

Postojeće stope krajnjih stubova su ojačane sa po 4 šipa, a na dodatoj stopi(zbog proširenja obalnog stuba) su dodata još po 2 jet grouting šipa.

Tehnologija mikro jet grouting šipova(SDA – self drilling anchor)

Mikro jet grouting šipove na mostu je izvelo preduzeće "Novkol" iz Beograda.
Tehnologija mikro jet grouting šipova je odabrana zbog potrebe da postojeći most ostane u funkciji što duže, tokom izvođenja radova. Naime, klasična metoda zahteva opremu za injektiranje sa visokom strelom, koja nije mogla da uđe u prostor ispod postojeće mostovske konstrukcije.

Uopšte, klasična metoda izvođenja jet grouting šipova se sastoji u bušenju terena do projektovane dubine, nakon čega se, tokom izvlačenja, mlaznicama injektira okolno tlo i formiraju zahtevani prečnici. U mikro jet grouting tehnologiji, injektiranje počinje ispod temelja i završava se na projektovanoj dubini. Injektiranje se vrši kroz čelične cevi, dužine do 2m, koje se nastavlaju jedna na drugu, pa je i strela bušilice nešto viša od 2 m, tako da je moguć pristup ispod mosta.

Cevi, koje služe za injektiranje, su prečnika 51 mm. Prva cev ima konusno oblikovan vrh, na kome se nalaze otvori za mlaznice. Pojedinačne cevi se nastavljaju tipskim mufovima, u koje se uvrću, obostrano. Ove cevi ostaju trajno u betonu, pa je na taj način povećana čvrstoća šipa na savijanje i veza šip-temelj.

Tehnologija jet grouting šipova je metoda razaranja strukture okolnog tla, prilikom koje se injektira cementna emulzija, koja se meša sa česticama tla i formira tkzv. "zemljani beton". Sastav cementne emulzije(vodocementni factor, količina cementa) se određuje u zavisnosti od vrste i karakteristika tla, granulometrijskog sastava i poroznosti. Vodocementni faktori se kreću od 0.8 – 1.5. Čvrstoća na pritisak ovako dobijenih zemljanih betona se kreće od 5 MPa(glinovito tlo) do 30 MPa(šljunkovi). U slučaju mosta na Tamišu, očekivane marke su oko 10 MPa(peskovito-prašinaste gline i prašinasti peskovi). Osim na osnovu iskustva i tablica, marke betona se mogu odrediti i na osnovu empirijskih obrazaca, npr. onaj, koji je dala kompanija "Rodio", u kojoj čvrstoća na pritisak zemljanog betona zavisi od vodocementnog faktora u rastvoru za muljevite peskove:

$$R = \frac{6}{(W/C)^2}, \text{MPa}.$$

Formiranje željenog prečnika šipa zavisi od pritiska injektiranja, W/C faktora, prečnika mlaznice, brzine spuštanja i rotacije alata i granulometrijskog sastava tla. Inače, razaranje i mešanje okolnog tla omogućava pritisak injektiranja, koji je oko 400 bara.
Na osnovu sastava cementne emulzije i karakteristika tla, tablično se dobija nosivost šipova. Nosivost se može dobiti i na osnovu obrasca, koji su predložili Jahiro, Jošida i Niši

$$PA = \frac{15NA_p}{F_s} - W,$$

gde su : PA - nosivost stuba tc; A_P – površina preseka stuba, m2; N – dinamički parametar (metoda SPT) na nivou donjeg kraja stuba; Fs – koeficijent rezerve; W – težina stuba

Međutim, stvarna nosivost se može dobiti jedino na osnovu ispitivanja probnog šipa. Maksimalna sila u šipovima u Sečnju je 501 KN, pa se na osnovu EC 7, došlo do potrebne sile od 1100 KN, kojom treba opteretiti šip, da bi se dokazala njegova nosivost(sl.6).



Slika 6 – Oprema za izvođenje mikro jet grouting šipova i test šip

3 ZAKLJUČAK

Glavni projekat mosta su uradili autori članka i Slavica Bjelica,dipl.inž.građ.(projekat tehnologije) u preduzeću „Inter-most". Dosadašnje radove su izveli „Inter-most" i „Novkol", a nastavlja preduzeće „Interkop".

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Kosta Antovski[1], Sašo Bardakoski[2], Goce Dimeski[3] i Kosta Kočkov[4]

IZGRADNJA ČELIČNOG MOSTA PREKO REKE SAVE KOD SREMSKE RAČE

Rezime

Dat je kratak opis čeličnog putnog mosta preko reke Save kod Sremske Rače. Nosilac radova je bio Intermost Beograd, a AD FAKOM je izradio Izvođački projekat i izradio i montirao čeličnu konstrukciju. Most je kontinuirani sandučasti nosač konstantne visine H=4,50m preko tri polja sa kolovoznom tablom sistema ortotropne ploče i rasponima 125,0+ 150,0+125,0m ukupne težine 2040 tona. Konstrukcija se sastoji od ukupno 28 montažnih delova, svaki od po 7 segmenata spajanih na montažnom platou na levoj obali Save, a okrupnjena konstrukcija je sukcesivno naguravana od strane Intermosta. Čelična konstrukcija je izrađena i montirana u periodu avgust 2007 septembar 2008.

Ključne reči: čelični mostovi, izgradnja, naguravanje (lansiranje)

CONSTRUCTION OF STEEL ROAD BRIDGE OVER THE SAVA RIVER AT SREMSKA RACHA

Summary

A short description of steel road bridge over the Sava River at Sremska Racha is given. The main contractor was Intermost – Belgrade, while AD FAKOM – Skopje prepared the Construction design and Workshop drawings and manufactured and erected the steel structure. The structural system is a continuous box girder - orthotropic plate with constant height H=4.50m and spans 125.0+150.0+125.0m and of total weight of 2040 tons. The bridge consists of a total of 28 parts, each consisting of 7 segments which were assembled at a plateau on a left bank and then successively launched by Intermost. Manufacturring and erection of the bridge took place in the period August 2007 – September 2008.

Key words: steel bridges, construction, launching

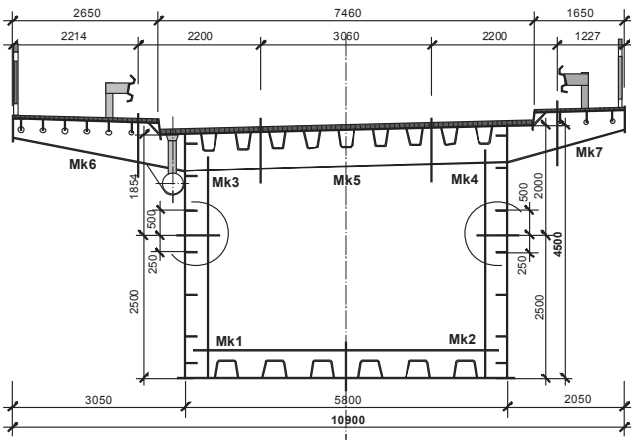
[1] Dipl.maš.inž. AD Fakom Skopje, Direktor RE Proizvodstvo, e-mail: proizvodstvo@fakom.com.mk
[2] Dipl.maš.inž. AD Fakom Skopje, Rukovodilac izgradnje, e-mail: saso.bardakoski@fakom.com.mk
[3] Dipl.maš.inž. AD Fakom Skopje, Direktor RE Montaža, e-mail: montaza@fakom.com.mk
[4] Dipl.gradj.inž. AD Fakom Skopje, Direktor Sektora za projektovanje, e-mail: kosta.kockov@fakom.com.mk

1 OPŠTI PODATCI I KRATAK OPIS KONSTRUKCIJE

Na bazi Studije opravdanosti i Idejnog projekta za razdvajanje putnog i železničkog saobraćaja preko starog putno-železničkog rešetkastog mosta (1937 god) preko reke Save kod Sremske Rače, na samoj granici između Republike Srbije i Republike Srpske, u toku 2006 god preko Saobraćajnog instituta CIP i Delfin inženjeringa iz Beograda izrađen je Glavni projekat za novi putni čelični most. Projektanti su Aca Bojović i Dimitrije Aleksić, a investitor izgradnje je JP Putevi Srbije.

Stari putno-železnički most je čelična rešetka promenljive visine glavnih nosača sa rasponima 125,0+150,0+125,0m. U skladu sa tadašnjim (pravilnim) procenama o budućem rastu intenziteta saobraćaja, masivni stubovi su izgrađeni sa uvećanom širinom dovoljnom za još jedan most. Međutim, za novi most se moralo primeniti tehničko rešenje sa takvim stalnim opterećenjima sa kojima su se mogla kompenzirati uvećana saobraćajna opterećenja predviđena savremenim propisima.

Rasponi novog mosta su diktirani postojećim stubovima. Usvojen je kontinuiran nosač sandučastog preseka sa konstantnom visinom H=4,50m i kolovoznom tablom sistema ortotropna ploča. Poprečni presek je nesimetričan sa dve konzole (2,05m i 3,05m), a glavni nosači su na međusobnom razmaku od 5,80m. Most ima dve saobračajne trake, jednu pešačku i jednu "revizionu" stazu. Ukupna širina mosta iznosi 10,90m i bila je diktirana širinom postojećih stubova.



Slika 2 – Poprečni presek mosta sa montažnim segmentima MK1 – MK7

Kolovozna tabla je ortotropna ploča sa pokrivnim limom t=14mm do t=20mm (iznad srednjih oslonaca) i trapezoidnih "koruba" b/h/t=200/300/8mm na razmaku od cca 600mm. Vertikalni limovi su debljine t=14 до t=20mm (iznad srednjih oslonaca) sa podužnim ukrućenjima ≠180.14mm na razmaku od 750mm. Donji pojas se sastoji od limene table debljine t=12mm do t=35mm (iznad srednjih oslonaca) i trapezoidnih "koruba". Ispod pešačke i revizione staze predviđen je pokrivni lim t=10mm i limena rebra ≠180.14mm.

Poprečni ramovi su postavljeni na svakih cca 3000mm, sa dva dodatna kosnika na svaka tri polja. Oslonačke dijaframe imaju zatvoren presek od limova t=20mm.

Ležišta su neoprenska, podužno pokretna sa strane Sremske Rače i iznad srednjih stubova, sa maksimalnim pomeranjem do ±300mm. Sva ležišta sa nizvodne strane su poprečno pokretna. Na krajevima mosta predviđene su vodonepropusne dilatacione spojnice sa maksimalnim hodom od

±300mm i ±50mm. Na mostu su predviđene odbojne i pešačke ograde. Na kolovoznoj površini predviđena je hidroizolacija sa asfaltnim zastorom debljine 8cm, a na pešačkoj stazi debljine 4cm. Ukupna težina konstrukcije mosta, izrađene od čelika S355 J2 G3 prema EN 10025, iznosi oko 2040 tona.

2. IZVOĐAČKI PROJEKAT I PROJEKAT MONTAŽE

Izrada Izvođačkog projekta bila je zavisna od načina i postupka montaže. Ograničena lokacija montažnog platoa i mogućnost da se konstrukcija okrupnjava i lansira samo sa strane Sremske Rače, doprinela je da se odabere postupak montaže sa sukcesivnim lansiranjem (naguravanjem). Detaljnom analizom izvršena je provera naponskog i deformacionog stanja u pojedinim fazama i izvršene su promene u dužinama montažnih delova i rasporedu poprečnih ramova, kao i substitucija svih montažnih veza sa prednapregnutim zavrtnjima glavnih nosača i "koruba" sa zavarenim. Definisano je ukupno 28 montažnih delova (montažnih polja) sa dužinama od 12440mm do 15330mm.

Projektom montaže predviđena su dva jarma u prvom i drugom polju u jedan jaram u trećem polju. Takvom dispozicijom, svi naponi i deformacije bili su u granicama dopuštenih u svim fazama sukcesivnog naguravanja.

3. IZRADA U RADIONICI

Celokupni osnovni materijal za konstrukciju – toplovaljani limovi kvaliteta S355 J2 G3 debljina t=10 do 35mm je nabavljen kod MAKSTIL – Duferko. Kvalitativan prijem materijala je vršen kontinuirano u saglasnosti sa dinamikom isporuke i proizvodnje.

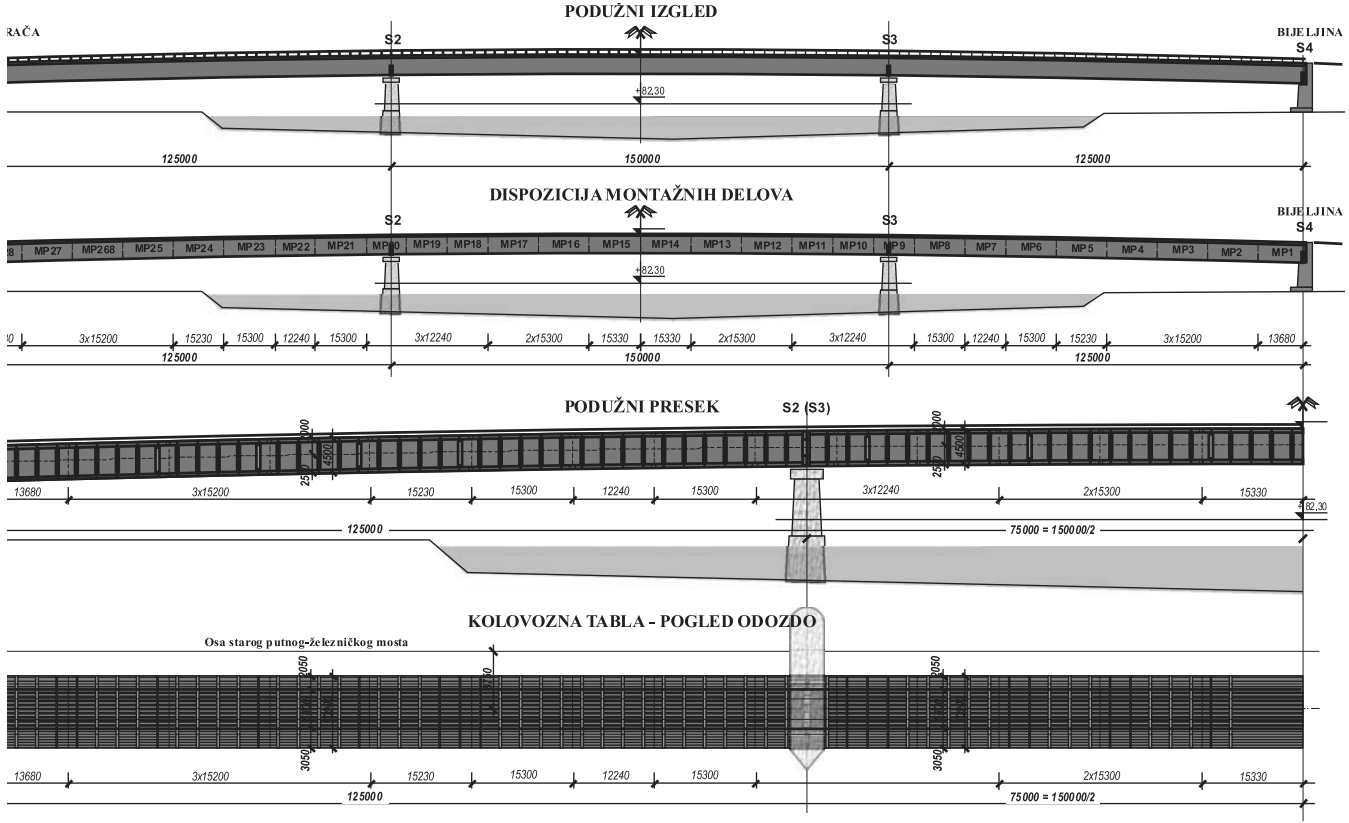




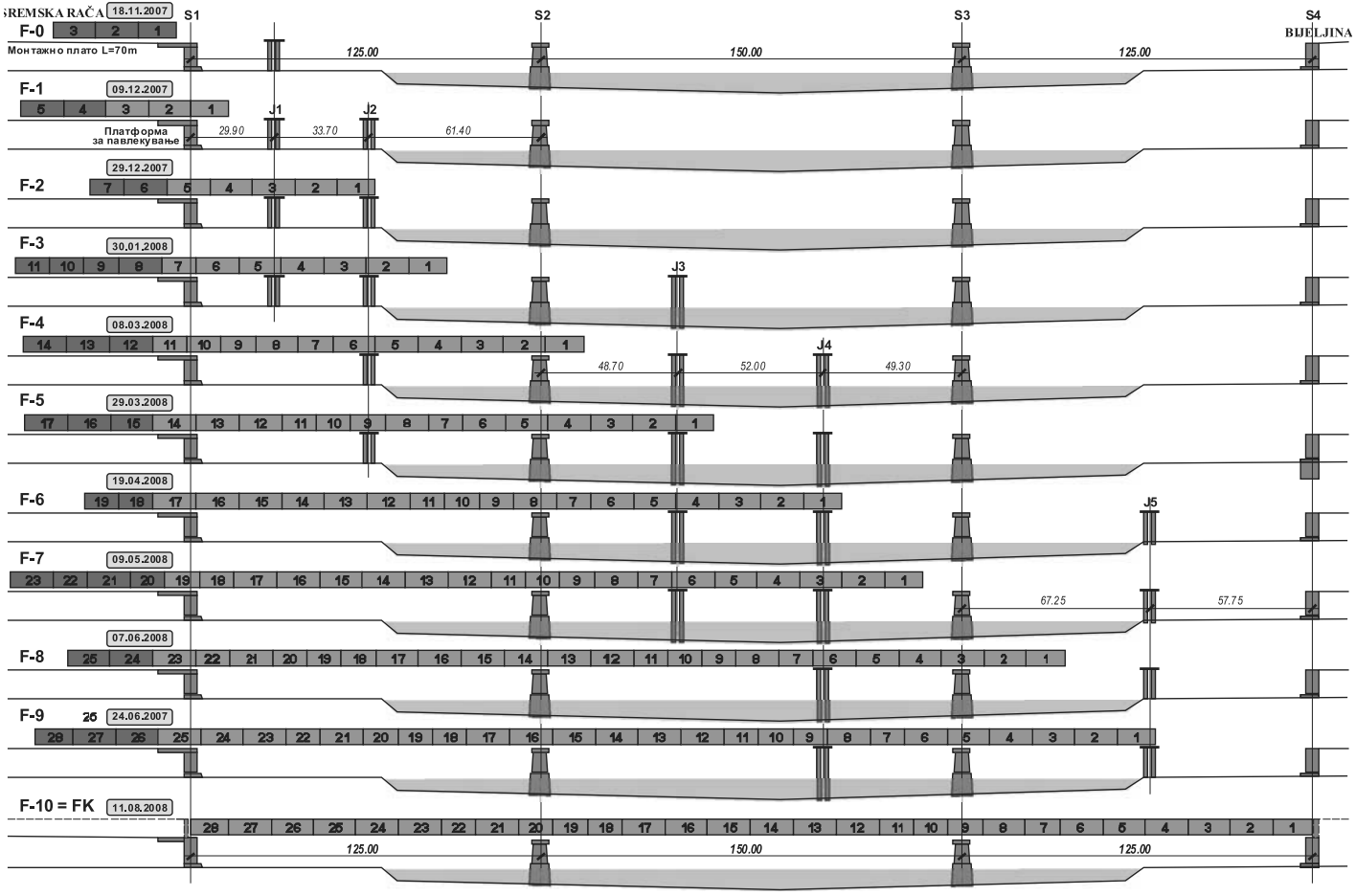
Slika 2 – Izrada konstrukcije u radionici

Odobreni Projekat tehnologije zavarivanja predviđa postupke zavarivanja (automatsko i poluautomatsko potopljenim lukom, argon-CO_2), izbor dodatnog materijala, definisanje parametara zavarivanja, primenu predgrevanja, prognozu deformacija od zavarivanja i mere za njihovo ograničavanje, zatim postupke i obim NDT kontrole (radiografija, ultrazvuk, penetranti) i obim dimenzionalne kontrole pojedinih elemenata i podsklopova, sve u saglasnosti sa Evropskim standardima.

Izrada segmenata MK1 do MK7 je vršena prema dinamici usaglašenoj sa dinamikom montaže. Posle peskarenja, limovi su sečeni gasno ili plazmom na modernim kompjuterski vođenim mašinama, sa ili bez izrade žlebova, formirani u elemente i podsklopove i zavarivani. Nakon dimenzionalne kontrole i kontrole kvaliteta zavarivanja, vršena ja probna montaža u nizu od najmanje 2-3 montažna polja, a zatim vršena antikorozivna zaštita.



Slika 3 - Dispozicija novog putnog čeličnog mosta preko reke Save na km 28+301 magistralnog puta M18 Sremska Mitrovica (Republika Srbija) - Bijeljina (Republika Srpska)



Slika 4 – Faze sukcesivnog lansiranja čeličnog mosta preko Save kod Sremske Rače

4. MONTAŽA ČELIČNE KONSTRUKCIJE

Montaža je počela u verovatno najnepovoljnijim vremenskim uslovima: 18 novembra 2007. Zbog niskih temperatura primenjeno je REL sa obostranim predgrevanjem, zaštita od vetra u kabini od plastičnih folija i permanentno zagrevanje unutračnjosti toplim vazduhom. Za zavarivanje podužnih sučeonih šavova između segmenata u gornjem i donjem pojasu primenjene su dva mala mobilna poluautomata sa potopljenim lukom. Obimna NDT kontrola, naročito na početku radova, potvrdila je ispravnost primenjenih postupaka.



Slika 5 – Levo: Početak montaže i faza F-1. Desno: Faza F-8 sukcesivnog lansiranja

Lansiranje mosta je vršeno po strogoj proceduri u skladu sa planom montaže: izrada i probna montaža u radionici, prijem, transport železnicom, okrupnjavanje i zavarivanje na platou, dimenzionalna i kontrola kvaliteta i lansiranje, a zatim ponovo dostava novih segmenata, sve to zbog skučenog montažnog platoa.

Za radove na montaži potrošeno je oko 70.000 sati ili oko 35 sati/ton. Uzimajući u obzir nepovoljne vremenske uslove (sneg, kiša, niske temperature) i višednevno kašnjenje isporuke železnicom, ovaj parametar, za kompletno zavarenu konstrukciju, je mogao biti bar za 20% niži.



Slika 6 – Most preko Save kod Sremske Rače.
(U PhotoShop-u je izbrisan stari putno-železnički most u pozadini)

Izgradnjom mosta uspešno je završen veliki posao. Steknuta su značajna iskustva i potvrđe no renome i kompetentnost izvođača.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Srđa Aleksić[1], Milivoje Rogač[2]

IDEJNO RJEŠENJE DRUMSKOG MOSTA NA UKRŠTANJU SA PRUGOM SURT – BENGHAZI U LIBIJI

Rezime:

U radu je prezentovano Idejno rješenje konstrukcije spregnutog mosta koji ima funkciju nadvožnjaka na željezničkoj saobraćajnici u Libiji. Konstrukcija mosta je projektovana u ramovskom sistemu. Kolovozna konstrukcija mosta je projektovana u sistemu spregnutog poprečnog presjeka i prosto je oslonjena na konzolne stubove mosta. Poprečni presjek kolovozne konstrukcije se sastoji od roštilja podužnih i poprečnih nosača od čelika, kao i armiranobetonske kolovozne ploče debljine 25cm. Armiranobetonski stubovi su punog pravougaonog poprečnog presjeka dimenzija 900cm x 60cm.

Ključne reči: drumski most, spregnuti poprečni presjek, ramovski sistem.

CONCEPTUAL DESIGN OF THE ROAD BRIDGE ON THE CROSSING WITH THE RAILWAY LINE SURT – BENGHAZI IN LIBYA

Summary:

The Paper deals with the Conceptual design of the road bridge in Lybia. The bridge span is as follow: 15.5m + 19.4m + 15.5m = 50.4m. Width of the bridge is 12.0m. It is designed in the frame system. The composite cross section of the bridge consists main steel girders and reinforced concrete road slab with 25cm depth. The piers of the bridge are designed as reinforced concrete (MB 40).

Key words: road bridge, composite cross section, frame system.

[1] Ass. Lect, PhD, Faculty of civil engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, asrdja@ac.me

[2] Ass. Lect, MsC, Faculty of civil engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, mili_5@t-com.me

1 UVOD

Drumski most ima funkciju nadvožnjaka na pruzi Surt – Benghazi km 1204+029.244 u Libiji. Projektna dokumentacija mosta pod nazivom "8.0m WIDE BRIDGE AT KM 1204+029.244" izrađena od strane kompanija ESER PROJECT AND ENGINEERING CO. i KOLTEK CONSULTING CO. je korišćena kao jedinstvena podloga za izradu ovog idejnog rješenja.

Ukupna dužina objekta je 15.5m + 19.4m + 15.5m = 50.4m. Kolovoz ima dvije saobraćajne trake. Ukupna širina objekta iznosi 12.00 m. Poprečni nagib saobraćajnih traka je simetričan u odnosu na podužnu osu mosta i iznosi 2.5%. Most je tretiran u pravcu i sa horizontalnom niveletom.

2 OPIS USVOJENOG KONSTRUKTIVNOG RJEŠENJA

Širina mosta je uslovljena slobodnim profilom saobraćajnice na mostu i sastoji se od: dvije saobraćajne trake 2x4.00m = 8.00m i dvije revizione staze 2x2.00m = 4.00m, što daje ukupnu širinu mosta od 12.00m.

Konstrukcija mosta je projektovana u ramovskom sistemu.

Kolovozna konstrukcija je statičkog sistema kontinualnog nosača i prosto je oslonjena na stubove mosta. Stubovi mosta su konzolnog statičkog sistema, raspoređeni na međusobnom osovinskom rastojanju od 15.5m odnosno 19.4m.

Kolovozna konstrukcija mosta je projektovana u sistemu spregnutog poprečnog presjeka i spregnuta je za saobraćajno opterećenje i znatan dio stalnog opterećenja [1]. Poprečni presjek kolovozne konstrukcije se sastoji od roštilja podužnih i poprečnih nosača od čelika (kvaliteta Č0562), kao i armiranobetonske kolovozne ploče debljine 25cm (kvaliteta MB45) u svemu prema *slici 1 i 2*.

Podužni nosači (ukupno 5 nosača) su raspoređeni na međusobnom osovinskom rastojanju od 200cm, dok su poprečni nosači raspoređeni na međusobnom osovinskom rastojanju od oko 400cm.

Ukupna visina poprečnog presjeka kolovozne konstrukcije je konstantna duž raspona i iznosi 83.5cm + 25cm = 108.5cm (L/h = 1940/108.5 = 17.88), *slika 3*.

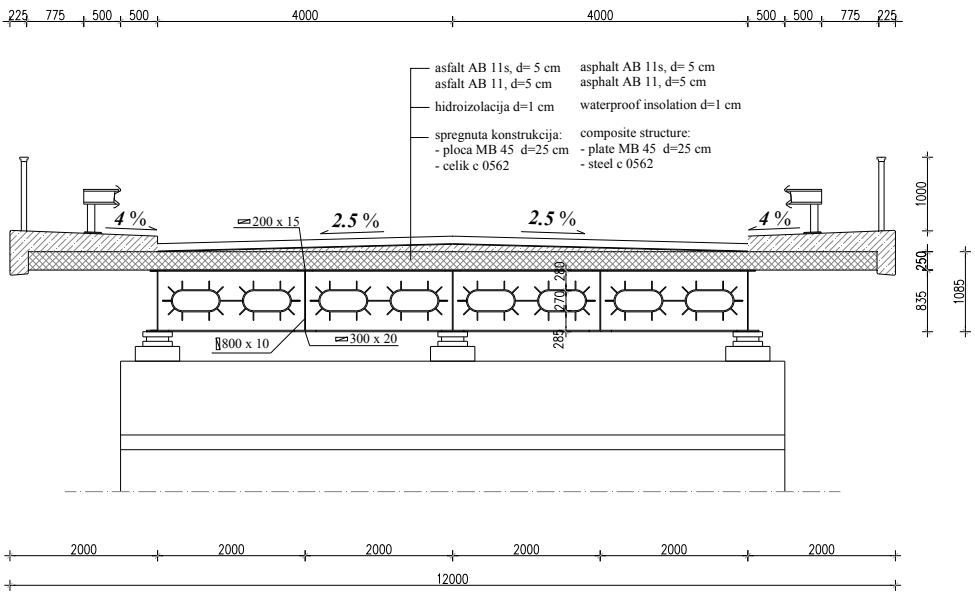
Montažni nastavci se predvidjaju u zonama nultih momentnih tačaka koji su locirani na oko 4m lijevo i desno od srednjih stubova.

Oslanjanje gornjeg stroja konstrukcije mosta na stubove i jedan oporac mosta ostvaruje se sa po tri podužno pokretna i poprečno nepokretna ležišta. Oslanjanje gornjeg stroja konstrukcije mosta na preostali oporac mosta ostvaruje se sa po tri podužno i poprečno nepokretna ležišta.

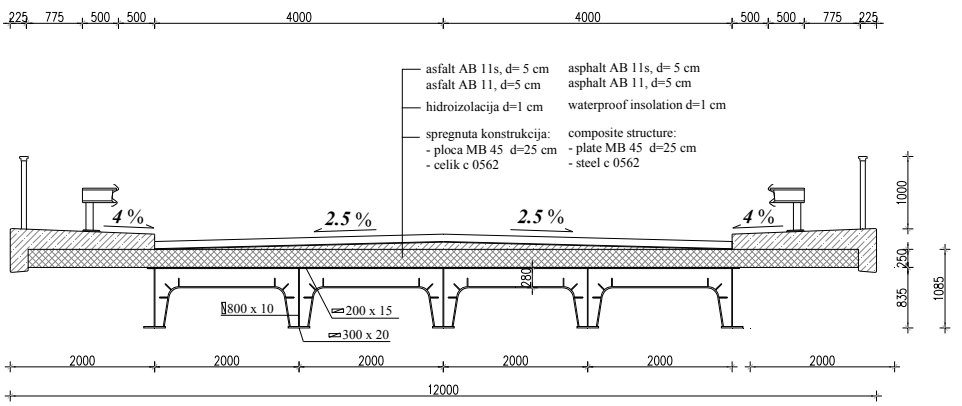
Kolovozna konstrukcija je dilatirana nad jednim oporcem (oporac sa podužno pokretnim i poprečno nepokretnim ležištima).

Stubovi su od armiranog betona kvaliteta MB40 i ukliješteni su u fundamente i u podužnom i u poprečnom pravcu. Stubovi su punog pravougaonog poprečnog presjeka dimenzija 900cm x 60cm sa proširenom naglavnicom za montažu ležišta mosta, *slika 4*.

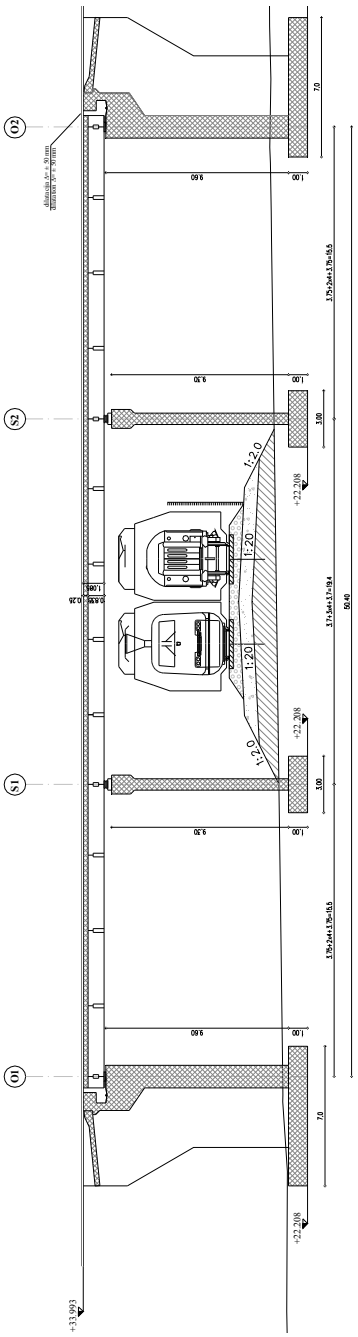
Stubovi su fundirani na temeljima samcima dimenzija 3.0m x 11.0m i visine 1.0m.



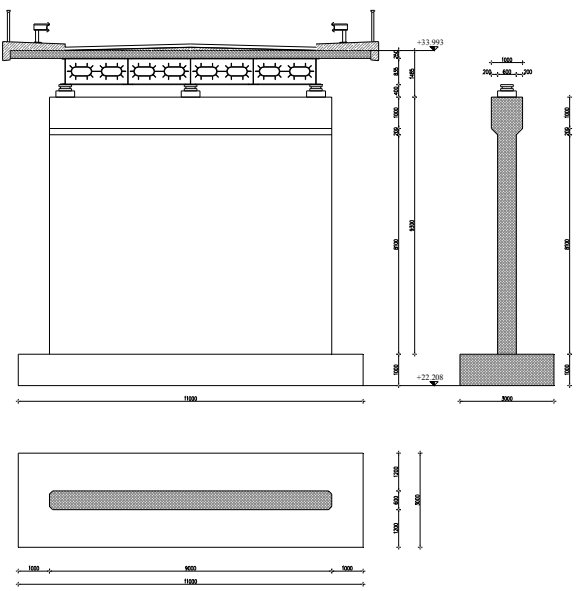
Slika 1 - Detaljni poprečni presjek rasponske konstrukcije mosta nad osloncem



Slika 2 - Detaljni poprečni presjek rasponske konstrukcije mosta u polju



Slika 3 - Podužni presjek mosta



Slika 4 - Srednji stubovi mosta

3 OPIS SPROVEDENOG PRORAČUNA KONSTRUKCIJE

Statičko-deformacijski uticaji su dobijeni na kompjuterskom modelu konstrukcije mosta.

Konstrukcija je u ovoj fazi projektne dokumentacije tretirana na stalna opterećenja i saobraćajno opterećenje.

Modeliranje konstrukcije mosta ostvareno je sa štapastim elementima realnog poprečnog presjeka, a domen je tretiran ravanskom analizom, u svemu prema projektnoj dokumentaciji.

Prirast naprezanja u kolovoznoj konstrukciji mosta (spregnuti presjek) usljed uticaja skupljanja i tečenja betona, u ovoj fazi projektne dokumentacije obuhvaćen je predviđenom naponskom rezervom od najmanje 20%, pri čemu je naponska rezerva izražena u odnosu na stalna opterećenja za koja je konstrukcija mosta spregnuta.

Prijem negativnih momenata savijanja u zoni oslonaca, povjeren je čeličnom dijelu poprečnog presjeka i armaturi u ploči. Usvojenoj armaturi nad osloncem je obezbijeđen koeficijent sigurnosti 4.4.

4 OSVRT NA TEHNOLOGIJU GRAĐENJA

Prihvatljivu tehnologiju izvođenja mosta treba da predloži Izvođač radova u skladu sa raspoloživom opremom i sistemom gradnje, koju treba da verifikuje Projektant i Nadzorni organ. Primijenjenom tehnologijom mora se obezbijediti odgovarajuća preciznost izrade mosta.

Sugeriše se uzeti u razmatranje sljedeći koncept montaže rasponske konstrukcije:

- izrada čelične konstrukcije u radionici, probna montaža i transport do gradilišta,
- okrupnjavanje do pune montažne jedinice (čelični poprečni presjek u punoj širini dužine, dva puta po 20m, odnosno 10.4m) na poligonu za predmontažu,
- montaža oplate i armature kolovozne AB ploče na prethodno okrupnjenoj montažnoj jedinici, na poligonu za predmontažu,
- izdizanje i montaža montažne jedinice (čelični presjek, oplata i armatura kolovozne ploče, u punoj širini, dužina 20m $\Rightarrow$ cca 35t) na prethodno montirana ležišta i prethodno izbetonirane stubove, oporce i temelje.

5 PROCJENA KOŠTANJA KONSTRUKCIJE MOSTA

Procjena količina i koštanja konstrukcije mosta vrši se na osnovu težina iz projektne dokumentacije [1].

Rok izgradnje mosta procjenjuje se na 60 dana.

Na osnovu urađenog predmjera i predračuna radova [1], troškovi izgradnje mosta procjenjuju se kako slijedi.

Ukupna cijena:	443.700,00 €	(519.129,00 € sa PDV)
Jedinična cijena:	733,63 €/m2	(858,35 €/m2 sa PDV)

Tabela 1 - Količine utrošenih materijala

Elementi konstrukcije	Količina betona m^3	Utrošak po m^2 osnove	Količina armatur kg	Utrošak po m^3 betona	Utrošak po m^2 osnove	Količina čelika kg	Utrošak po m^2 osnove
temelji oporaca i stubova i p. ploče	280	0.463	12100	43.20	20.01	-	-
stubovi i krila oporaca	200	0.331	13000	65.00	21.49	-	-
srednji stubovi	110	0.182	6700	60.91	11.08	-	-
rasponska konstrukcija	155	0.256	18100	116.77	29.93	-	-
UKUPNO	**745**	**1.232**	**49900**	**66.98**	**82.51**	**50400**	**83.33**

LITERATURA

[1] *Željeznička pruga Surt-Benghazi, Drumski most na km 1024+029 na ukrštanju sa prugom, Idejno rješenje varijante sa spregnutom konstrukcijom* / S. Aleksić, M. Rogač // Institut za građevinarstvo Podgorica, 2010. godine.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Emir Maslak[1], Enis Sadović[2]

PREDLOZI ZA REKONSTRUKCIJU MOSTA PREKO REKE IBAR NA PUTU RUDARE-ZVEČAN

Rezime

Zbog svih dešavanja, koja su na ovim prostorima obeležila kraj XX i početak XXI veka, pre svega se misli na rat i bombardovanje SRJ 1999.godine, deo ibarske magistrale od Raške pa do Kosovske Mitrovice, postao je glavna veza ovog regiona sa ostatkom Srbije. Kao posledica toga, saobraćajno opterećenje ovog putnog pravca postalo je preveliko, pa su do izražaja došle sve nepravilnosti koje su se javile u fazi projektovanja ove trase. Jedna od njih je most na putu od Rudara prema Zvečanu. U ovom radu su ukazani nedostatci tog mosta i predložena su dva rešenja za prevazilaženje ovog problema.

Ključne reči: saobraćajno opterećenje, nova trasa, prosta greda, spregnuti most

SUGESTIONS FOR RECONSTRUCTION OF THE BRIDGE OVER THE RIVER IBAR ON RUDARE-ZVEČAN ROAD

Abstract

For all events, which are in the region marked the end of the twentieth and beginning of the twenty-first century, primarily refers to the war and the bombing of Yugoslavia in 1999, part of the Ibar highway, from Raska to Kosovska Mitrovica, has become the region's main link with the rest of Serbia. As a result, the traffic load of this route has become too big, and all the deficiencies that were reported in the design phase of this route came to the fore. One of them is bridge on the road from Rudare to Zvečan. In this paper points out shortcomings of the bridge and suggested two solutions to overcome this problem.

Key words: traffic load, new route, simple supported beam, coupled bridge

[1] Dipl. ing. građ., asistent na Državnom Univerzitetu u Novom Pazaru, PhD student na Univerzitetu u Nišu
[2] Dipl. ing. građ., PhD student na Univerzitetu u Nišu, Ambijent doo, Novi Pazar

1 UVOD

Po okončanju rata na prostoru Kosova i Metohije 1999.godine, severni deo Kosovske Mitrovice sa centralnom Srbijom ostao je povezan sa dva putna pravca, i to:

- magistralni put Kosovska Mitrovica-Ribariće,
- ibarska magistrala (za ovaj rad interesantna deonica Kosovska Mitrovica-Raška).

Prvi putni pravac je osposobljen za upotrebu tek pošto je odrađena deonica puta od Zubinog Potoka do Kosovske Mitrovice, ali brdovita konfiguracija terena kroz koji prolazi ovaj put uslovila je da je on znatno manje opterećen od drugog putnog pravca. Ako se ovome jos doda i podatak da se ovom trasom uglavnom saobraćaju vozila koja iz pravca Crne Gore žele doći u sevreni deo Kosovske Mitrovice, onda se slobodno može reći da je deo ibarske magistrale od Raške do Kosovske Mitrovice jedina veza ovog grada sa centralnom Srbijom (pod ovim se misli da je to jedina deonica za koju nisu neophodne dodatne mere obezbeđenja). Navedeni podaci ovom putnom pravcu povećevaju važnost, u odnosu na onu koju je imao pre pomenutih dešavanja.

Uporedo sa ovim putem ide i železnička pruga, pa su obe trase morale da se prilagođavaju jedna drugoj. Bilo je neminovno da dođe do ukrštanja ove dve trase i to je ono što je u velikoj meri opteretilo drumski saobraćaj. Stoga je neophodno izvršiti detaljnu analizu svih kritičnih mesta i dati predloge za njihovo rešavanje.

Jedno od takvih mesta je most preko reke Ibar na delu puta od mesta Rudari prema Zvečanu. Izgled mosta je dat na slici 1:



Slika 1. Izgled drumskog mosta preko reke Ibar

2 OPIS POSTOJEĆEG STANJA MOSTA

Postojeći most je klasičan čelični most, kompletno urađen u zakovanoj izradi. Sastoji se od četiri rešetkasta segmenta sistema proste grede trapeznog oblika, sa paralelnim pojasnim štapovima i ispunom koju čine dijagonale i vertikale. Raspon jedne rešetke je 26.50m i visine 3.20m.

Štapovi gornjeg pojasa, prva i osma dijagonala izrađeni su od valjanih profila 2U280 i zatvoreni su čeličnim limom dimenzija 430x10mm. Štapovi donjeg pojasa su od valjanih profila 2U280 i nisu zatvoreni. I kod štapova gornjeg i donjeg pojasa pojedini elementi su na međusobnom rastojanju od 220mm. Čvorni limovi su napravljeni od čelika debljine 10mm i umetnuti su u pojasne štapove, tako da je slobodni prostor između pojedinih elemenata

pojasnih štapova 200mm, što je uslovilo da se za vertikalu usvoji valjani IPB200 i vertikala je faktički upasovana u pojasne štapove. Dijagonale, kako pritisnute, tako i zategnute izrađene su od valjanih 2U220 profila i pridržane su na četvrtinama raspona.

Konstrukcija na koju se oslanja kolovoz je roštiljna, sastavljena od sistema podužnih i poprečnih nosača na koje se oslanja ortotropna ploča. Osovinski razmak glavnih nosača je 5.22m, pa je širina kolovoza 5.0m. Most je otvoren, sa kolovozom na donjem pojasu.

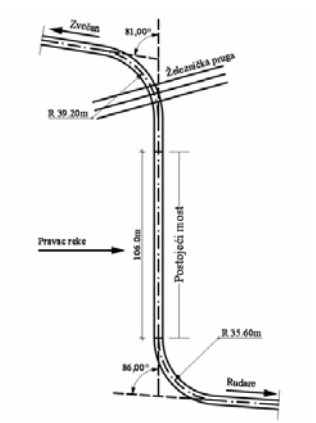
Pešačka staza je naknadno izrađena, izvedena je na taj način što su U160 profili, na jednom kraju zavareni za podužni nosač kolovozne konstrukcije, a na drugom prepušteni preko gornjih flanši donjeg pojasnog štapa.

U fazi montaže, dok još nije formirana kolovozna konstrukija, koja će u fazi eksploatacije biti zadužena za prijem uticaja vetra u nivou donjeg pojasa, izrađen je montažni spreg sistema proste grede sa ukrštenim dijagonalama. Pojasni štapovi i vertikale ovog sprega su štapovi donjeg pojasa i poprečni nosači sukcesivno, pa se ovaj spreg formira na taj način što su mu umetnute ukrštene dijagonale napravljene od ravnokrakih ugaonika L100x100x10.

3 DIJAGNOSTIKA PROBLEMA

Postoji više razloga zbog kojih postojeći most ne zadovoljava potrebe jedne, u velikoj meri, opterećene saobraćajnice. Posmatrajući most izolovano od trase puta, a imajući u vidu širinu kolovozne trake, dolazimo do podatka da se preko ovog mosta jedva mogu mimoići dva putnička vozila, dok je mimoilaženje putničkog automobila sa teretnim praktično nemoguće. O mimoilaženje dva teretna vozila izlišno je i govoriti. Sve ovo uzrokuje učestale zastoje na tom delu puta, što, sem gubljenja vremena, za posledicu ima zagađenje okoline usled povećane emisije izduvnih gasova i povećanu izloženost okolnih objekata različitim nivoima buke.

Položaj mosta u sklopu trase je dat na slici 2:



Slika 2. Položaj mosta u sklopu trase

Posmatrjući most u sklopu trase, vidi se da je isti projektovan i izgrađen upravno na pravac reke, što je sa aspekta projektovanja mostova najpovoljnija varijanta, ali se stiče utisak da se trasa puta, na neki način prilagodila mostu, što za posledicu ima niz nepovoljnih elemenata:

– most je faktički "omeđen" krivinama čiji radijusi ne prelaze 40.0m (krivina iz pravca Rudara 35.60m, iz pravca Zvečana 39.20m),
– obe krivine su izuzetno oštre (skretni ugao krivine iz pravca Rudara 86^0, iz pravca Zvečana 81^0),
– na izlasku iz mosta u pravcu Zvečana trasa puta se sa prugom ukršta u nivou.

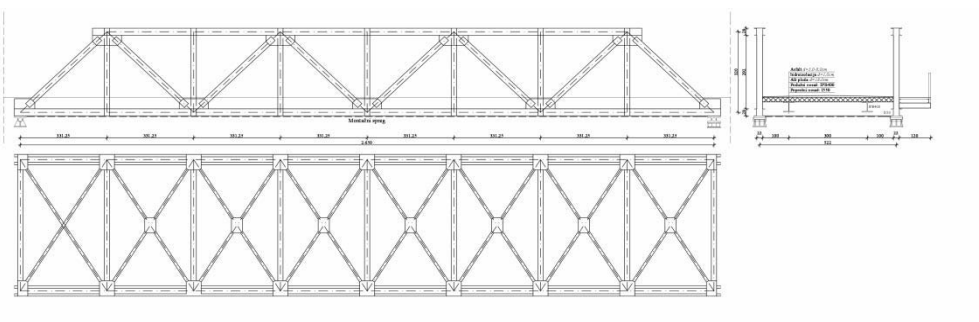
Na sve ovo ako se još doda da je iz opravdane potrebe za obezbeđivanje slobodnog profila ispod mosta za protok velike vode, saobraćaj na donjem pojasu, kompletira se slika o izuzetno nepreglednom mostu, koji, ne samo što nije u stanju da pruži odgovarajući komfor u vožnji, već pretstavlja permanentnu opasnost za sve učesnike u saobraćaju.

4 PREDLOŽENA REŠENJA

Razmatrana su dva rešenja i to jedno koje bi trebalo da bude samo privremeno i koje otklanja samo neke od nedostataka postojeće trase, i drugo koje bi trebalo da bude trajno i koje će biti u stanju da pruži neophodni komfor i sigurnost.

4.1 VARIJANTA SA PARALELNIM MOSTOM

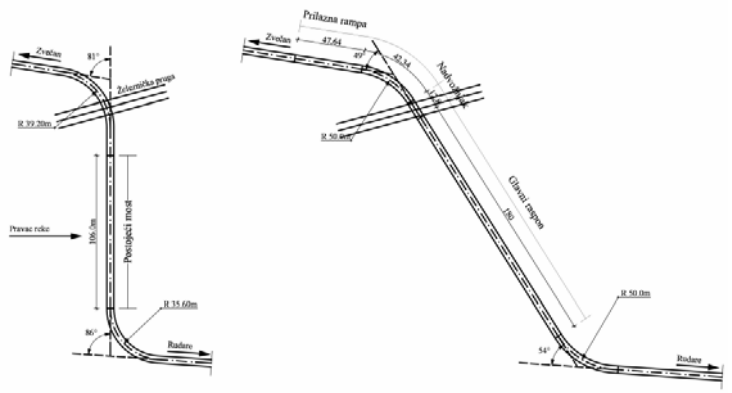
Ovo varijantno rešenje ima prednosti, ali ima i mane. Prednost se ogleda u brzini i jednostavnosti realizacije. Rešenje se sastoji u tome da se pored već postojećeg mosta izradi most njemu paralelan i sličan. Na ovaj način bi se rešio problem zakrčenja saobraćaja, kao i svi problemi uzrokovani zakrčenjem (zastoji, emisija štetnih gasova, buka...). Glavni nedostatci ovog rešenja su što ono ne poboljšava saobraćajne karakterisike tog dela trase, pa samim tim i problemi sa malim radijusom krivine, velikim skretnim uglom i ukrštanje sa prugom u nivou ostaju netaknuti. Jedan segment i poprečni presek novog mosta su dati na slici 3.



Slika 3. Izgled jednog segmenta i poprečni presek mosta

4.2 VARIJANTA MOSTA SA IZMEŠTENOM TRASOM

Uzimajući u obzir sve nepovoljnosti postojeće trase, dolazi se do zaključka da bi najbolje rešenje bio jedan novi most, koji bi bio projektovan uz uvažavanje pomenutih problema. Da bi se poboljšale saobraćajne karakteristike postojeće trase, neophodno je izvršiti ponovno projektovanje iste. Cilj je da se smanje skretni uglovi i povećaju radijusi ulaznih i izlaznih krivina mosta. Način na koji je to urađeno je prikazano na slici 4, uz komparaciju sa postojećom trasom.



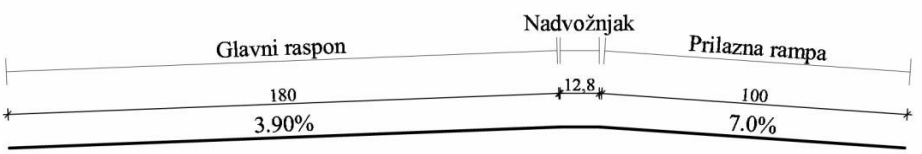
Slika 4. Komparacija stare i nove trase

Kao što se može videti na pethodnoj slici, svi problemi, koliko su to uslovi na terenu dozvoljavali, su prevaziđeni:

– radijusi krivina su 50.0m (što je za ovu kategoriju puteva dovoljno),

– skretni uglovi su drastično smanjeni,

– ukrštanje drumskog saobraćaja sa železničkim u istom nivou se izbegava tako što je projektovan nadvožnjak za drumski saobraćaj. Niveleta na delu novoprojektovane trase data je na slici 5:



Slika 5. Niveleta novoprojektovane trase

Racionalnim izborom tipova mosta treba obezbediti slobodan profil za neometan prolazak voza, dovoljnu propusnu moć, preglednost i sigurnost. Mostovsku konstrukciju mosta na novoj trasi možemo podeliti u tri celine:

– glavni raspon,

– nadvožnjak,

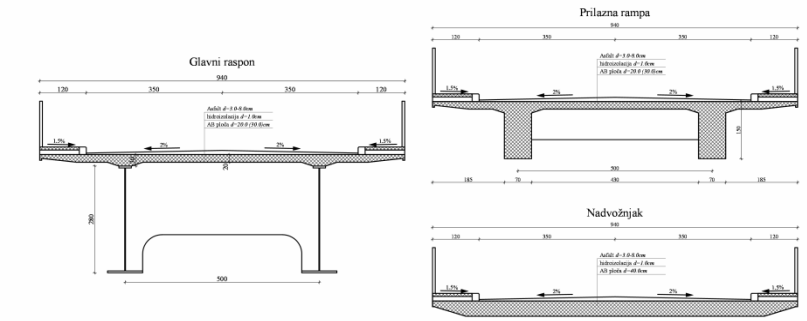
– prilazna rampa.

Glavna funkcija centralnog raspona jeste da premosti reku. Najekonomičniji i estetski najprihvatljiviji bio bi spregnut most sistema kontinualne grede preko tri polja raspona 55.0+70.0+55.0m. Visina glevnog nosača iznad stubova je 2.80m, dok je na sredini grede i iznad oslonaca 1.50m. Glavni nosači su nameđusobnom rastojanju od 5.0m.

Nadvožnjak je deo konstrukcije čija je funkcija da premosti prugu. Za statički sistem nadvožnjaka je izabrana AB ploča sistema proste grede, raspona od oko 12.0m i debljine 0.40m. Glavni razlog zbog kojeg je izabran ovaj statički sistem leži u činjenici što je na ovom delu puta potrebna što manja građevinska visina, jer se sa manjom građevinskom visinom dobijaju manji podužni nagibi glavnog raspona i prilazne rampe.

Trasa puta je izmenjena samo na delu glavnog raspona i nadvožnjaka, dok je ostatak trase neizmenjen, pa je zbog toga glavna funkcija prilazne rampe da novu trasu puta spusti i vrati na onu staru. Iako je u pitanju jedna konstrukcija, možemo je podeliti u dva dela, i ti deo koji je u krivini i deo koji je u pravcu. Statički sistem je AB kontinualna greda preko tri polja jednakog raspona (oko 33.0m). Glavni nosač je AB greda dimenzija 0.70/1.50m. Poprečni nosači su 0.50/1.0m u poljima i 0.50/1.50m iznad oslonaca i stubova.

Saobraćaj je na gornjem pojasu glavnih nosača, što je veliki doprinos preglednosti. Širina kolovozne konstrukcije je 7.0m (po 3.50m za saobraćaj u oba smera) i još dve pešačke staze sa obe strane širine 1.20m, što ukupno čini 9.40m.



Slika 6. Poprečni preseci pojedinih elemenata mosta

5 ZAKLJUČAK

U procesu izrade projekta neke saobraćajnice, najosetljivija su upravo ona mest gde je nužno premostiti neku prepreku, posebno ukoliko je ta prepreka vodena (reka, jezero...). Postoji veliki broj faktora koji utiču na to gde će, u sklopu trase, biti projektovan most i koja će mu biti kota nivelete. Najbolje je kad je taj izbor slobodan, pa je na projektantu mosta da odluči dali će sa mostom ići upravno na tok reke i koji statički sistem će da primeni. Na žalost, retki su takvi slučajevi, već uglavnom projektanti imaju diktirane uslove. U takvim slučajevima najbitinije je ne donositi ishitrena rešenja, već konačno rešenje treba da bude rezultat duboke analize i razrade većeg broja varijantnih rešenja, jer svaka nepravilnost može da proizvede problem koji, u krajnjoj liniji za posledicu može imati direktno ugrožavanje ljudskih života.

LITERATURA

[1] *Osnovi puteva* / A. Cvetanović // Naučna knjiga, 1989, Beograd, p. 660.

[2] *Čelični mostovi* / B. Stipanić, D. Buđevac // Građevinska knjiga, 1989, Beograd, p. 596.

[3] *Betonski mostovi* / N.M. Mojsilović // Naučna knjiga, 1988, Beograd, p.144.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Goran Tadić[1]

PROJEKTI REHABILITACIJE MOSTOVA PREKO LIMA U PRIBOJU, PREKO ZAPADNE MORAVE I U STALAĆU

Rezime:

Tri drumska mosta na magistralnim putevima Srbije došla su 2009 godine na red za rekonstrukciju. Različitih su raspona, materijala i statičkih sistema, ali uzroci propadanja su slični. Projektovani su i građeni od 1957 do 1983. Konstruktivni detalji, tada uobičajeni, danas smatrani neadekvatnim, veće saobraćajno opterećenje i loše održavanje doveli su do njihovih značajnih oštećenja. Obostranim naporom Projektanta, „DB Inženjering“, Izvođača, „Putevi Užice“ i Investitora, iz različitih rešenja rehabilitacije je izabrano za izvođenje po jedno kvalitetno, koje odgovara resursima Izvođača i koje je bilo cenom i rokom za izvođenje konkurentno.

Ključne reči: rehabilitacija, most, magistralni put, Srbija, projektovanje, građenje

REHABILITATION DESIGN OF BRIDGES OVER LIM IN PRIBOJ, OVER ZAPADNA MORAVA AND IN STALAC

Summary:

Three road bridges on the main Serbian roads have scheduled in 2009 for the reconstruction. They have different spans, materials and static's systems, but the causes of the destruction are similar. They have designed and built between 1953 and 1983. Structural details, at that time usual, today inadequate, bigger traffic loads and bad maintenance have induced its significant damages. By mutual efforts of Designer, "DB Engineering", Contractor, "Uzice Roads" and Clients, from different rehabilitation solutions, one of the high-quality has chosen, that has corresponded to Contractor's resources, and have been competitive by price and deadlines.

Key words: rehabilitation, bridge, main road, Serbia, design, construction

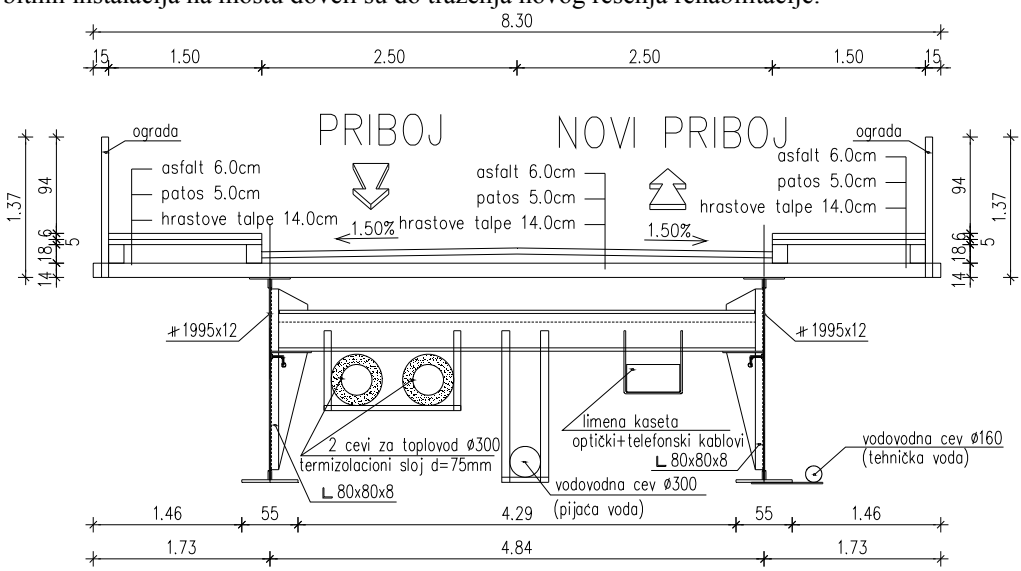
[1] Dipl. građ. inž., Vodeći projektant, DB Inženjering, Beograd

1 POSTOJEĆI MOSTOVI I RAZLOZI ZA REHABILITACIJU

1.1 MOST PREKO LIMA KOD FABRIKE FAP U PRIBOJU

Postojeći čelični most raspona L=24,0+29,0+24,0=77,0 m je bio nedovoljnog saobraćajnog kapaciteta zbog širine kolovoza i pešačkih staza od 5,0+2x1,5 m, nepouzdan zbog labave drvene kolovozne konstrukcije i veoma korodirala dva čelična nosača i spregova.

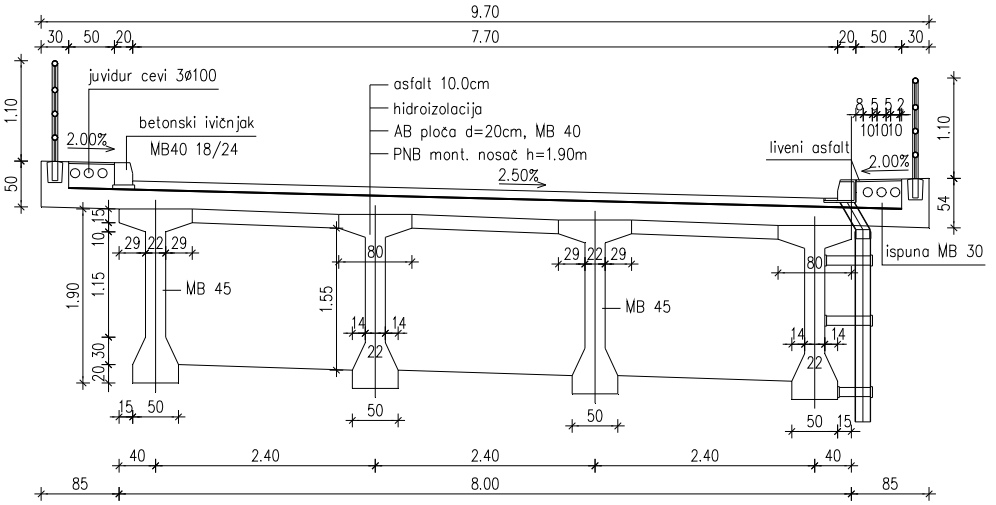
Projekti rekonstrukcije mosta preko Lima u Priboju, rađeni 1984, 1985, 2001 i 2007, nisu ostvareni, a prolaskom godina oštećenja su bivala sve veća. Po zadnjem projektu iz 2007 trebalo je skinuti drvenu konstrukciju kolovoza, ispeskariti čeličnu konstrukciju, ojačati sve čelične elemente mosta za vozilo V600 i izvesti armirano betonsku ploču spregnutu sa konstrukcijom mosta i krajnjim stubovima, koja bi omogućila proširenje saobraćajnih traka. Naknadno ispitivanje čelične konstrukcije i nemogućnost njenog peskarenja zbog velikog broja bitnih instalacija na mostu doveli su do traženja novog rešenja rehabilitacije.



Slika 1 – Poprečni presek nosača postojećeg mosta preko Lima

1.2 MOST PREKO ZAPADNE MORAVE NA PUTU M-5 PRELJINA – KRALJEVO

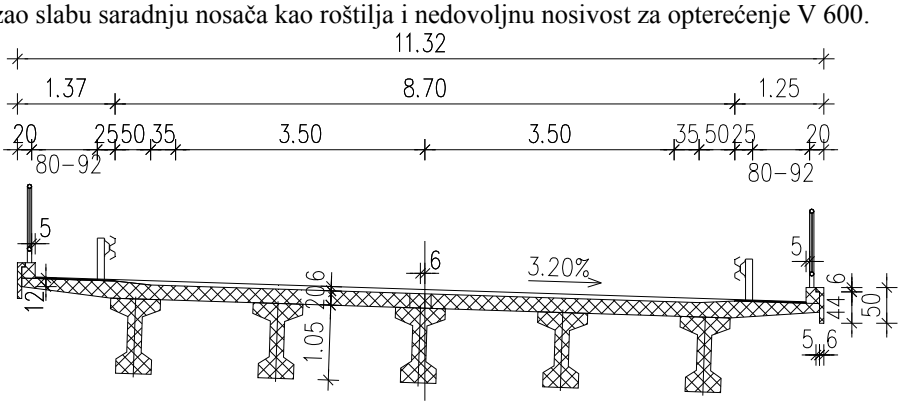
Most preko Zapadne Morave kod Miločaja, izgrađen 1960 sa neto otvorom 100 m, dotrajao je i srušen 1981, kada je počela gradnja novog sa neto otvorom 134 m, raspona L=34,0+1,2+34,0+1,2+34,0+1,2+34,0=139,6 m, saniranog 2007. Tada su dilatacije nad srednjim stubovima zamenjene „skrivenim“ zglobom u armirano betonskoj kontinuiranoj ploči. Sistem prostih greda je za podužne uticaje prešao u kontinualni. Slivnici i dilatacije, iako promenjeni, ostali su slabo mesto mosta. Jeftini slivnici koje voda podliva su kod nas dovodili do propadanja ploče mosta. Dilatacije nisu održavane, pa ih je rizla od zimskog posipanja uništila. Gredni roštiljasti sistem je pri ispitivanju i statičkoj proveri pokazao dobru saradnju i malo podbacio u nosivosti, ali je, zbog ranije ustanovljene korozije i saniranih kablova na jednom nosaču ispod procurelog slivnika, zaključeno da nosače treba ojačati.



Slika 2 – Poprečni presek nosača postojećeg mosta preko Zapadne Morave

1.3 NADVOŽNJAK U STALAĆU NA PUTU M-5 POJATE – KRUŠEVAC

Nadvožnjak raspona L=20,0+1,8+20,0+1,8+20,0+1,8+23,0+1,8+23,0+1,8+20,0+1,8+20,0+1,8+20,0+1,8+20,0)x20,30=178,60 m koso prelazi elektrifikovanu dvokolosečnu prugu Beograd – Niš, industrijski kolosek za fabriku betonskih montažnih elemenata u Stalaću i put Pojate – Stalać. U poprečnom preseku gredni nosač čine 5 prethodno napregnutih montažnih elemenata vine 1,05 m na razmaku po 2,0 m, povezanih montažnim armirano betonskom pločama debljine 20 cm, sa stanjenjem na 12 cm na konzolnom delu. Krajnji stubovi i pet okruglih srednjih stubova nadvožnjaka fundirani su plitko, a dva srednja stuba pored pruge na po tri HW šipa Ø 1000 mm. Po dve dilatacije na mestu srednjih stubova, koje procuruju, dovelo je do oštećenja u predelu ležišta. Pokretna ležišta, koja su zamišljena da trenjem metalne ploče klize po šini u stubu su korodirala i nisu vršila svoju funkciju. Zbog „zaribavanja“ su se javile prsline u kratkim elementima konzolne ležišne grede stuba, koji služe kao oslonac nosačima. Statički proračun se podudario sa rezultatima ispitivanja mosta, tj. pokazao slabu saradnju nosača kao roštilja i nedovoljnu nosivost za opterećenje V 600.



Slika 3 – Poprečni presek nosača postojećeg nadvožnjaka u Stalaću

2 POSTUPCI REHABILITACIJE

2.1 MOST PREKO LIMA U PRIBOJU

Problem je bio očuvati funkciju instalacija na mostu tokom zamene glavnih nosača. Skretan je Lim pri izradi proširenja temelja i stubova. Zatim su betonirani spoljni delovi ležišnih greda, sklanjan kolovoz i drveni kolovoz, montirana 2+2 montažna ivična nosača po poprečnom preseku i po rasponu. Čeličnom konstrukcijom za kačenje instalacija, obešenom na nosače, poduprte su instalacione cevi i otkačene od postojeće mostovske čelične konstrukcija koja je potom isečena na delove i uklonjena, pa betoniran nastavak ležišne grede. Potom su postavljeni srednji montažni nosači. U montaži su prednapregnuti T nosači proste grede raspona 23,5 i 28,2 m. U poprečnom preseku, gredni nosač čine 8 prednapregnutih montažnih elemenata visine 1,6 m na razmaku 1,22 i 1,85 m, povezanih armirano betonskom pločama minimalne debljine 20 cm i poprečnim nosačima nad stubovima livenim na licu mesta. U konačnoj fazi, po kontinuiranju nosača, sistem je ram raspona L=24,0+29,0+24,0=77,0 m.



Slika 4 – Montaža nosača prve faze na proširene stubove mosta preko Lima u Priboju

2.2 MOST PREKO ZAPADNE MORAVE I NADVOŽNJAK U STALAĆU

2.2.1 Zamena ograda, ivičnih venaca, pešačkih staza i ojačanje kolovoznih ploča i nosača

Vršeno je uklanjanje ograda, montažnih ivičnih venaca, pešačkih staza, dilatacija, asfalta i hidroizolacije. Po obnovi kolovozne ploče postavljene su nova hidroizolacija, elastične ograde otpornosti na udar N2/B/W4 prema EN 1317, pešačke staze od betona livenog na licu mesta...

Beton kolovozne ploče koji ne zadovoljava uslove buduće eksploatacije je sa gornje strane odstranjivan vodom pod visokim pritiskom sa debljinom uklanjanja do kompaktne i zdrave betonske podloge, u kojoj je bilo dozvoljeno maksimalno učešće hlorida od 0,4 %.

Dalji tok sanacije zavisio je od stepena oštećenja.

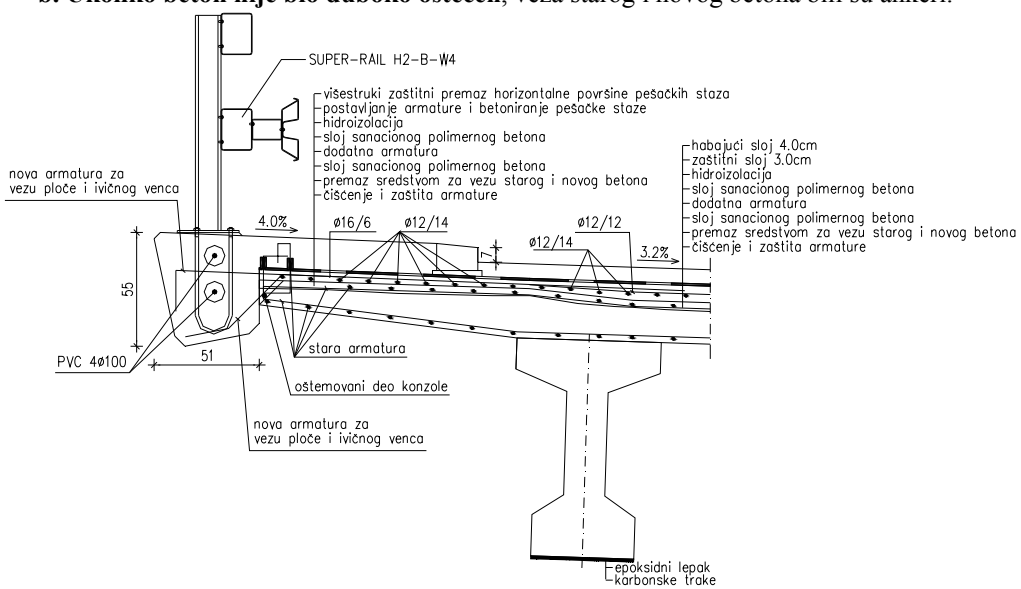
a. Ukoliko je beton bio duboko oštećen, on se na mestu korodirane armature uklanjao minimum 2 cm iza armature pa se zatim vršilo:

* Čišćenje i armature do sjaja Sa 2½ i premazivanje zaštitnim premazom.

* Lepljenje postojećeg betona ploče i sanacionog polimernog betona dvokompnentnom epoksidnom smolom čvrstoće prijanjanja min. 2 kN/mm^2

* Nanošenje sloja sanacionog polimernog betona – beton se spravljao dodavanjem aditiva u betonsku mešavinu koji se sastojala od superplastifikatora na bazi modifikovanog akrilnog polimera, aeranta i lateksa. Zahtevala se pojačana otpornost betona na dejstvo mraza i soli.

b. Ukoliko beton nije bio duboko oštećen, veza starog i novog betona bili su ankeri.



Slika 5 – Poprečni presek ojačane ploče i nosača mosta u Stalaću

Nadvožnjaku Stalać bilo je potrebno ojačanje nosača radi povećanja nosivosti za vozilo V600. Rešenje pretvaranja u sistem kontinualnog roštilja bilo je neisplativo, jer je gornja zona konzolnih greda srednjih stubova u nivou gornje ivice ploče mosta, pa bi dovelo do preopterećenja ostalih elemenata mosta. Investitor je predlagao ojačanje kablovima. Ovo ojačanje bi bilo otežano zbog nemogućnosti ankerovanja, a i postojeći montažni nosači ne bi izdržali dodatno prednaprezanje. Zato se vršilo ojačanje donje flanše nosača karbonskim trakama firme MAPEI, S 100 x 1,4 mm u potrebnom broju. Posle skidanja oštećenog betona, zaštite otkrivene armature i saniranja reparaturnim malterom, na pripremljenu površinu donje flanše nosača lepile su se trake prema proračunu i detaljima iz crteža. MAPEI je obezbedio program Logical soft sa modulom Sezioni za proračun ojačanja prethodno napregnutih nosača karbonskim trakama. Svi nosači su premazani prajmerom i zaštitnim dekorativnim premazom.

Ojačanje prednapregnutih nosača karbonskom trakama firme SIKA vršeno je i kod mosta preko Zapadne Morave u manjem obimu karbonskim trakama S kvaliteta 120 x 1,2 (1,4) mm.

Projektovani su slivnici sa odticajnim koritom preko koga se nastavlja hidroizolacija, tako da ih voda ne „podliva“, a u Stalaću je dvostruko smanjen broj dilatacija, koje su sada asfaltne.

2.2.2 Ojačanje stubova mosta preko Zapadne Morave

Obalni stubovi visine do temelja 5,7 i 7,2 m su u poprečnom preseku dva kvadrata sa platnom, svaki u zategnutoj zoni armiran sa 5Ø22 kvaliteta Č-0200V, pa su morali biti ojačani.

2.2.3 Ojačanje stubova i zamena ležišta nadvožnjaka Stalać

Krajnji stepenasti stub S1 ka Pojatama ukupne prosečne visine 9,35 m ima temelje širine 1,9 i 4,4 m, pa je ankerovan prednapregnutim sidrima 3 x 5 x 140 kN u stenu iza stuba. Okrugli srednji stubovi Ø160 cm, šupljine Ø100 cm veoma vitki i sa velikim konzolama, pa su za novo, povećano opterećenje ojačani AB kvaderom pod zemljom i AB prstenom debljine 25 cm na potrebnoj visini nad terenom. Korodirala pokretna ležišta od šine su zamenjena neoprenskim.

3 ZAJEDNIČKE KARAKTERISTIKE

Kod navedenih i kod većine postojećih mostova početni impuls propadanju daju:

- neadekvatni detalji: (hidroizolacija koja ne pokriva celu površinu kolovozne ploče, slivnici koji procuruju, površine bez padova za odvođenje vode, stubovi bez izdignutih kvadera koji štite ležišta od vode procurele kod dilatacija...);
- neadekvatno održavanje (popravke asfalta i hidroizolacije, čišćenje i zamena delova dilatacija i ležišta, zaštitni premazi...).

Propadanje je prouzrokovano usled:

- povećanog saobraćajnog opterećenja koje nije izraženo zbog koeficijenata sigurnosti korišćenih pri statičkom proračunu i dimenzionisanju, ukoliko su oni bili ispravni;
- ekstremnih poplava, klizanja i zemljotresa, a koje se javlja izuzetno, kad se bazični principi istražnih radova i projektovanja zasnovanih na njima zanemare.

4 ZAKLJUČAK

Rehabilitacija mostova zahteva poseban napor i saradnju Investitora, Projektanta, Izvođača, Nadzora i firmi koje rade istražne radove i ispitivanja. Ukoliko jedna strana ne radi svoj posao kako treba, rezultat nije dobar. U našim uslovima se smatra srećom kada se nađe Projektna dokumentacija, na čemu smo zahvalni Opštini Priboj za most preko Lima i Institutu za puteve za most preko Zapadne Morave i nadvožnjak Stalać. Traženje uslova i saglasnosti za dva zadnje navedena objekta zahtevalo je više vremena nego projektovanje. Završetkom rehabilitacije se posao ne završava. Da bi vredni objekti bili sačuvani od ponovnog ubrzanog propadanja, potrebno ih je održavati. Pri otkrivanju slabih mesta mostova u eksploataciji stiču se dragocena iskustva za projektovanje novih, pa ovakav rad smatramo poželjnim i za projektante i izvođače koji žele da se bave projektovanjem kvalitetnih novih mostova.

LITERATURA

[1] – *Tehničke specifikacije za karbonske trake i zaštitne premaze MAPEI* // Italija

[2] – *Specifikacije za karbonske trake, zaštitne premaze i hidroizolacije Sika* // Švajcarska

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Boro Zdjelar[1]

POKRIVENI USEK - PRIMENA KOD IZGRADNJE TUNELA „KLAŠNICE“ NA AUTOPUTU E-661 GRADIŠKA-B. LUKA

Rezime:

U radu se daje prikaz primene pokrivenog useka, kao sprecifične inženjerske konstrukcije, kod izgradnje izlaznog, južnog portala tunela.
„KLAŠNICE“ na autoputu E- 661 GRADIŠKA - B. LUKA. U uvodnom delu prikazuju se osnovne karakteristike ovih inženjerskih konstrukcija, kod nas retko korištenih. Drugi deo rada obrađuje konkretnu primenu jednog modela ove konstrukcije u specifičnim uslovima u kojima je trebalo izgraditi južni portal tunela „KLAŠNICE“. Usporenje izvođenja radova, poskupljenje i ostale teškoće, uzrokovane pojavom klizišta svedene su na minimum.

Ključne reči: usek, klizište, zaštita,ekonomičnost

„COVER-AND-CUT“ METHODS - APPLIED TO THE CONSTRUCTION OF „KLAŠNICE“ TUNNEL AT THE MOTORWAY E-661 GRADIŠKA–B.LUKA

Summary:

In this paper the author presents an overview of application of „Cut-and-Cover“ and„Coverand-Cut“ methods, as an advanced engineering techniques, to the construction of the southern, exit, portal of the „Klašnice“ tunnel at the Motorway E-661 Gradiška – Banja Luka. Introduction contains basic features about the subject engineering structures, which have been rarely used here. The second part treats specific appliance of one model of this structure in specific conditions in which the southern portal of „Klašnice“ tunnel was supposed to be constructed. Slowing down the work execution, increasment of prices and other difficulties caused due to landslide appearance have been reduced to a minimum.

Key words: cut, landslide, protection, ,economical

[1] dipl.ing.građ. rukovodilac projekta „ INTEGRAL INŽENJERING“a.d Laktaši

1. POKRIVENI USEK

1.1 OPŠTI DEO

Pokriveni useci su inženjerske konstrukcije čije je dimenzioniranje i temeljenje, uz funkcionalne zahteve, još više uslovljeno lokalitetom na kom treba da se gradi. Geografski oblik, dubina useka, inženjerskogeološke osobine tla presudno utiču na specifičnost ovih konstrukcija. Ovaj tip konstrukcije najčešće se koristi na putevima najvišeg ranga, kao zaštita naseljenih mesta od prekida komunikacije, buke ili u nenaseljenim područjima za uspostavu kontinuiteta kretanja životinja. Poznato je da su autoputevi, uz hidroelektrane, građevinski objekti koji imaju najveći uticaj na izmenu životnih uslova u prirodi. Ove konstrukcije su jedan od načina za ublažavanje posledica na okolinu kojom prolaze autoputevi i brzi putevi.
Razvijena mreža puteva najvišeg ranga u zemljama Evropske unije dovela je do široke primene ovih konstrukcija**.**
Posebnost ovakvih konstrukcija je kod izgradnje tunelskih portala. Na ovakvim mestima primene, ovaj objekat postaje sastavni deo drugog objekta. Razlozi za njegovu primenu na tunelskim portalima su različiti, od korištenja geografske konfiguracije za sniženje cene do situacija kad se ova konstrukcija nameće kao jedino racionalno rešenje, iz više razloga.

1.2 JUŽNI PORTAL TUNELA „KLAŠNICE“

Tunel ,,KLAŠNICE“ nalazi se na autoputu Gradiska-B.Luka. Projektovan je kao dvocevni sa dve saobraćajne trake. Dužina tunela prema projektu je L=375 m leva cev, a desna L=466 m. Maksimalna visina nadsloja je 23 m, a minimalna 9 m. Prema raspoloživim podacima o geomehaničkim karakteristikama projekat ne predviđa nikakve posebne mere zaštite kosina na portalima, prilikom iskopa.
Naime na izlaznom portalu navedenog tunela na desnoj kosini desne cevi pojavilo se klizište. Vremenom ,degradacija se proširila prema levoj cevi. Tendecija klizišta bila je da ugrozi i stambeni objekat koji nije izmešten kao i celo portalno područje. Klizište i naknadna geomehanička istraživanja pokazala su da se tunel prostire kroz nisko nosive stene dijabaz-rožnjačke formacije, tektonski poremećene i izlomljene u različitim pravcima. Probleme su izazvali glinci plavo-sive boje koji se na vazduhu i vlagi raspadaju do stanja tečenja. Ovakvi stenski materijali izuzetno su opasni kod geotehničkih građevina. Zbog navedene osobine tečenja uvek zahtevaju hitno delovanje na njihovom zatvaranju i sprečavanju kontakta sa vlagom i vazduhom.
Sanacijom je trebalo ispuniti sledeće ciljeve:
- stabilizovati već izvršene iskopne kosine
- omogućiti nastavak radova i izgraditi portal

Rešenje je uslovljeno sledećim parametrima:
- nedovoljno podataka o geomehaničkim osobinama tla
- hitnost stabilizacije i zaustavljanje širenja klizišta

Iz gornjih uslova odabrano je rešenje sa pokrivenim usekom. Razlozi za odabir ovog rešenje su sledeći:
- materijali i potrebna mehanizacija za izradu već su na gradilištu
- radna snaga obučena za ove radove takođe je već angažovana na gradilištu
- prve faze radova utiču na osiguranje iskopa od dalje degradacije
- ubrzano dolazi do pokrivanja degradiranog područja sa glinicama
- formira se konstrukcija koja postaje sastavni deo portala
- završetkom radova trajno se sanira klizište

Iz navedenog jasno je vidljivo da odabrano rešenje ispunjava zahtevane ciljeve i uslove.

2. PRETHODNE RADNJE

2.1. RADNJE PRE POČINJANJA IZGRADNJE

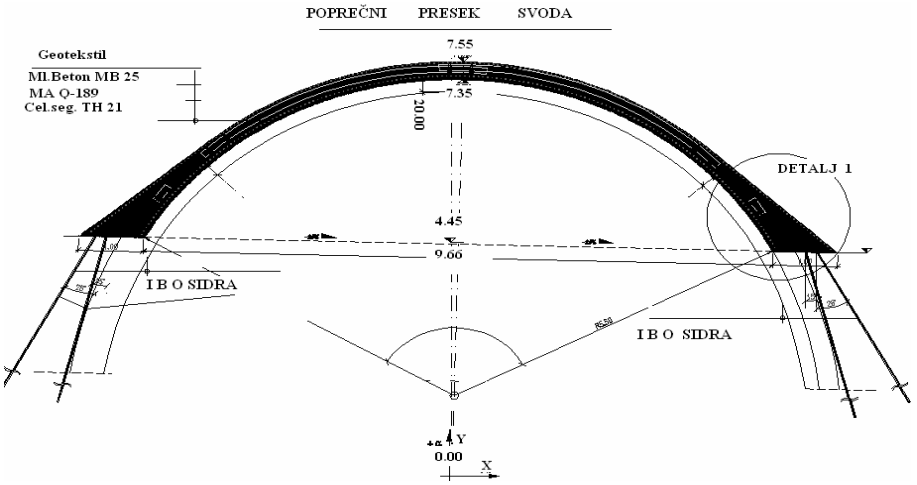
- izrada geodetskih podloga lokaliteta sa trenutnim stanjem
- prikupljanje i određivanje geološko mehaničkih osobina tla
- odabir modela konstrukcije
- proračun povratne stabilnosti kosina na profilu pre destabilizacije
- proračun povratne stabilnosti kosina na profilu pri postojećem stanju
- proračun stabilnosti za utvrđivanje uticaja nasipnog materijala na stabilnost kosina
- statički proračun svoda za pokrivanje od torkret betona sa uticajem kasnijeg iskopa
- statički proračun kompletnog svoda od torkret betona po fazama

2.2. RADNJE PRI IZGRADNJI

- izrada nasipa
- izrada temelja svoda od torkret betona
- izrada svoda za pokrivanje od torkret betona
- izrada zasipa oko svoda za pokrivanje i nasipa iznad svoda
- iskop ispod svoda po fazama
- izrada unutrašnje obloge
- završno nasipanje i ostali radovi



Sl. 1 Glinci plavosive boje – uzročnik klizišta



Sl. 2 Osnovna geometrija svoda za pokrivanje

3. REZULTATI PRETHODNIH RADNJI

Prikupljeni podaci za izradu projekta , analize stabilnosti i statički proračuni pokazali su sledeće elemente za izradu svoda za pokrivanje:

Specifična težina tla 21 KN/ m3 , kohezija 0 KPa, ugao unutrašnjeg trenja 23 stepena, potrebna dužina sanacije na desnoj cevi je 60 m, a na levoj 70 m,torkret beton MB 25 d = 30 cm ,armatura MA 500/550 Q-189 , u dva sloja lukovi TH- 21 na razmaku 80 – 100 cm ,tlo za temeljenje samo ако ima mogućnost zbijanja 95% po *Proktoru* ,temelji od dva IBO sidra dužine 6.0 m ili mikropiloti prečnika 110 mm ispod lukova, nosivost sidra 250 KN,očekivana deformacija sleganja 20 cm. Potrebno nadvišenje i unutrasnja obloga od MB 30, radovi moraju otpočeti na desnoj cevi u pravcu stacionaže ,istovremeno može se raditi na levoj cevi u smeru suprotno stacionaži.

4. TEMELJENJE SVODA ZA POKRIVANJE USEKA

Temeljenje počinje raščišćavanjem terena od materijala koji je toliko degradirao da se ne može ostvariti zbijenost 95% po *Proktoru* . Nakon raščišćavanja terena i ravnanja istog počinje izrada nasipa u slojevima od 50 cm u zbijenom stanju do kote temeljenja, (ок0. 3.00 m od tjemena svoda). Nakon zbijanja nasipa u dužini od 10 m, pristupa se igradnji IBO sidra 2 kom na 100 cm. Sidra su nosivosti 250 KN i ugrađuju se pod uglom tako da kod narednog iskopa ne ostanu „vani“. Glava sidra mora biti postavljena u posebnoj „peti“ za ojačanje tako da je moguća veza sa mrežom kao i sa narednim segmentom konstrukcije, lukom. Glava sidra mora, takođe na kraju ugradnje,potpuno biti u betonu. Završetkom ugradnje sidara postavlja se posebno oblikovan čelični segment za ojačanje nosivosti temelja. Nakon ove faze formira se konstrukcija od lukova i a r m a t u r n e mreže za nanošenje prvog sloja torkret betona. Zabranjeno je završni sloj nasipa ostaviti nepokriven, mogao bi zakisnuti. Obavezno ga je

zaštititi plastičnom folijom i odvodnim kanalom. Posebna konstrukcija za temeljenje svoda za pokrivanje useka tzv. „peta“ kosristi se za raspored sile na veću površinu како bi smanjili tačkasto opterećenje.

5. IZRADA SVODA ZA POKRIVANJE USEKA

Svod se formira od TH- 21 lukova i od a r m a t u r n e mreže te sloja torkret betona. Nakon nanošenja sloja torkret betona u debljini od 25 cm, postavlja se drugi sloj a r m a t u r n e mreže i završava se torkretiranje završnim slojem od 5 cm. Dozvoljeno je formiranje svoda u dužini od 5.00 m. tek кad je utemeljen segment nasipa od 10.00 m`.

6. NASIPANJE SVODA ZA POKRIVANJE USEKA

Zasipanje svoda dozvoljeno je u slojevima do 2.00 m` na jednoj strani, a onda isti sloj na drugoj strani. Naizmenično slojevi se postavljaju dok se ne stigne na nivo temena svoda. Dopušten sloj iznad temena svoda je maksimalno 2.00 m` uz uslov da se sloj prostire po 10.00 m` na obe strane od ose tunela. Nasipanje je dopušteno posle 5 dana nakon izrade torkret betona. Nasip na celoj širini od 20.00m` treba da je ravnomerno raspoređen. Nije dozvoljeno dodatno opterećenje nasipa ni na koji način.

7. ISKOP ISPOD SVODA ZA POKRIVANJE USEKA

Iskopavanje zbog vrlo loših geomehaničkih osobina tla mora se izvoditi vrlo oprezno u malim koracima napredovanja. Dužina koraka je 80 do 100 cm , uz konstantno merenje i analiziranje deformacija u minimalno tri tačke, u svodu te na bokovima kalote levo i desno. Nakon drugog koraka i završene primarne podgrade do nivoa kalote ,pristupa se iskopu stepenice. Kopa se jedan korak i radi podgrada do nivoa stepenice. Mere opreza i kontrole su identični kao kod kalote. Naredni korak je iskop kalote, a zatim stepenica. Pošto se ostvari ovaj minimalni tehnološki razmak mora se pristupiti privremenom „zatvaranju“ cevi koje se izvodi u obliku privremenog podnožnog svoda od torkret betona armiranog kao primarna podgrada. Ovaj ciklus ponavlja se do kraja iskopa ispod pokrivenog svoda. Pošto se uverimo na osnovu svakodnevnog analiziranja deformacija u kaloti i stepenici da je došlo do smirenja deformacija, pristupa se iskopu privremenog podnožnog svoda te izradi temelja i trajnog svoda, a nakon toga ispune, čime se završava ciklus iskopa i osiguranja istoga.

Kod trajanja ovog osetljivog dela izgradnje nadzorni inženjer i inženjer tunelskih radova zajedno procenjuju opasnost te na osnovu konkretnih parametara donose odluku o dužini koraka kojim se napreduje. Osim ovoga, odlučuju i o dodatnim merama osiguranja kao što je upotreba sidara ili kopalja.



Sl. 3 Napredovanje iskopa ispod svoda, po tehnološkim fazama

8. ZAKLJUČAK

Primena pokrivenog useka višestruko je korisno tehničko rešenje. Formiranje krutog tela od materijala koji se nalaze na samom gradilištu, uz korištenje raspoložive mehanizacije , daje optimalno rešenje za najbržu sanaciju klizišta. Brzina kod sanacije u ovom slučaju, presudna je, iz razloga hitnosti zatvaranja kontakata glinaca sa vazduhom i vlagom, obzirom na ugroženost celog portalnog područja. Specifičnost ovog rešenja je i u činjenici da se optimalno koriste dobre strane konfiguracije zemljišta kako bi se savladale one loše karakteristike zemljišta. Kod klasičnih pokrivenih useka prvo se izvrši iskop, potom se izgradi potporna konstrukcija, a zatim se zatrpa. U ovakvim slučajevima radi se kombinacija; iskop do određene dubine koja nije kritična za izazivanje klizišta, naredni korak je izgradnja svoda za pokrivanje, zatrpavanje iznad svoda radi stabilizacije terena podložnog klizanju, te ponovno faza iskopa na potrebnu kotu. Ukoliko je već došlo do klizanja terena, као u ovom slučaju, vrši se nasipanje terena u useku kako bi se izvršila privremena stabilizacija, a svod za pokrivanje temelji se u nasip pomoću posebne konstrukcije.

9. LITERATURA

(1) Opšte smernice za projektovanje, izdanje za BiH, 2007. god.
(2) M.Pržulj, Cestni premostitveni objekti i galerije, Portorož 2004. god.
(3) J. Likar, „Koroški pokrov“ projektovanje, simpozij Ljubljana 2006. god.
(4) Grupa ruskih autora, Stabilnost kosina i drenaže, Građevinska knjiga, prevod M.Kuljbakin ; Beograd , 1975. god.
(5) B.Zdjelar, „Pokriveni usjek“, VI Naučno-stručni skup,ZIBL , B.Luka 2010.god.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Srđa Aleksić[1], Duško Lučić[2], Biljana Šćepanović[3], Milivoje Rogač[4]

GRANIČNA NOSIVOST TANKOZIDNIH I NOSAČA EXPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

Rezime:

U ovom radu obrađuje se granična nosivost tankozidnih I–nosača opterećenil uskopodijeljenim opterećenjem u ravni rebra. Pod uskopodijeljenim opterećenjen podrazumijeva se podijeljeno opterećenje koje djeluje lokalno po opterećenoj nožici odnosno na malom dijelu njene dužine. Slučaj dejstva koncentrisanog il uskopodijeljenog opterećenja je vrlo čest u praksi. U ovom radu bice ukratk prezentovano eksperimentalno istraživanje CENTRO 2009, koje je sprovedeno n Građevinskom fakultetu u Podgorici. Razmatra se slučaj kada opterećenje djeluje be ekscentriciteta u odnosu na ravan rebra nosača.

Ključne reči: čelične konstrukcije, stabilnost, patch load, eksp. istraživanje

CARRYNG CAPACITY OF THIN WALLED I GIRDERS EXPERIMENTAL RESEARCH

Summary:

The paper analyses the problem of ultimate carrying capacity of thin-walled I-girder loaded by patch loading in the web plane. Patch loading assumes loading that act locally, over the short part of loaded flange length. The paper deals with short reviev of experimental research CENTRO 2009, which was organised at the Faculty of Civi Engineering in Podgorica, University of Montenegro. The experimental researcl considered situation when the load acts in web plane.

Key words: steel structures, thin-walled I-girders, stability, patch load, exp. researc

[1] Ass.Lect, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, asrdja@ac.me

[2] Ass.Prof, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, dlucic@t-com.me

[3] Ass.Lect, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, biljazs@t-com.me

[4] Ass.Lect, MsC, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, mili_5@t-com.me

1 UVOD

Predmet ovog rada je *granična nosivost tankozidnih I–nosača opterećenih uskopodijeljenim* opterećenjem *u ravni rebra*. Pod uskopodijeljenim opterećenjem podrazumijeva se podijeljeno opterećenje koje djeluje lokalno po opterećenoj nožici, odnosno na malom dijelu njene dužine. Razmatra se slučaj kada opterećenje djeluje bez ekscentriciteta u odnosu na ravan rebra nosača.

U ovom radu bice ukratko prezentovano eksperimentalno istraživanje CENTRO 2009, koje je sprovedeno na Građevinskom fakultetu u Podgorici.

Predmetno eksperimentalno istraživanje se bavi uticajem normalnih napona nastalih usljed globalnih momenata savijanja, na nivo graničnog opterećenja.

Akcenat istraživanja je usmjeren na dobijanje informacija o ponašanju nosača u slučajevima kada su u lokalnoj zoni dejstva opterećenja prisutni znatni normalni naponi pritiska/zatezanja usljed globalnih momenata savijanja.

2 KONCEPT EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA CENTRO 2009

Eksperimentalno istraživanje CENTRO 2009 je izvedeno na dvadeset nosača. Sprovedena su dvadesetčetiri testiranja kroz četiri serije od po pet nosača, odnosno šest testiranja.

Nosači su podijeljeni u četiri serije i klasirane prema nominalnoj debljini rebra kako slijedi: CI – serija sa debljinom rebra 3mm, CII – serija sa debljinom rebra 4mm, CIII – serija sa debljinom rebra 5mm i CIV– serija sa debljinom rebra 6mm.

Svaka serija se sastoji od po šest testiranja: test 1 – neukrućen nosač dužine 2500mm, test 2 – lokalno ukrućen nosač dužine 2500mm, test 3 – neukrućen nosač dužine 3000mm, test 4 – lokalno ukrućen nosač dužine 3000mm, test 5/1 i test 5/2 – neukrućen nosač dužine 500mm.

Različitim dužinama nosača se obezbjeđuje ratličit nivo naprezanja usljed globalnih momenata savijanja, a pri dostizanju graničnog opterećenja, pri čemu se ostali parametri ne mijenjaju (Slika 1).

Lokalnim ukrućivanjem/neukrućivanjem nosača se obezbjeđuje mogućnost poređenja graničnog opterećenja za slučajeve nivoa normalnog napona istog intenziteta, a suprotnog smjera, pri čemu se ostali parametri ne mijenjaju (Slika 2).

Kratkim nosačima (testiranja 5/1 i 5/2) se obezbjeđuje mogućnost poređenja dobijenih rezultata sa rezultatima do sada sprovedenih sličnih eksperimentalnih istraživanja.

3 KRATAK OPIS REDOSLIJEDA ISPITIVANJA NA JEDNOJ SERIJI

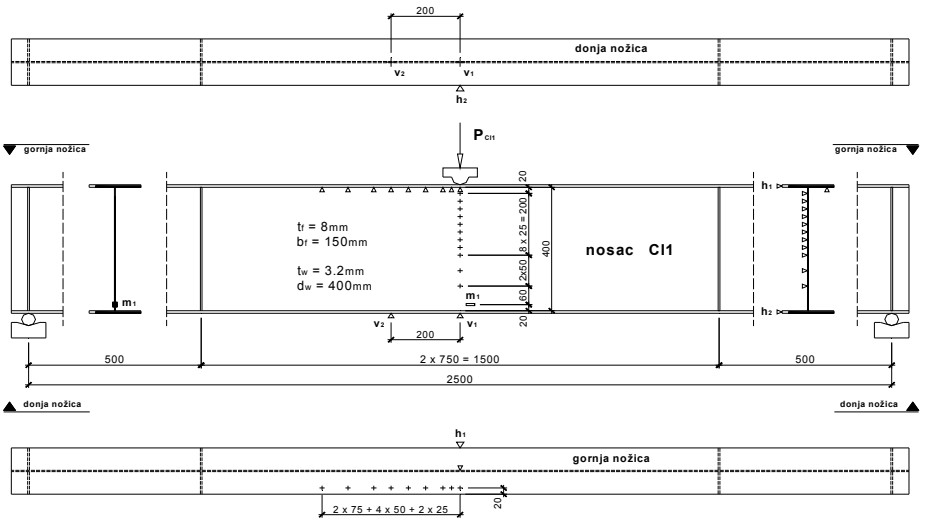
Kako bi se što bolje približila ideja i tok eksperimentalnog istraživanja, nadalje će u kratkim crtama biti opisan tok ispitivanja u jednoj seriji.

Nosač CI1 (slika 1) je dužine 2500mm, lokalno neukrućen. Sila se aplicira posredstvom cilindričnog bloka za nanošenje opterećenja, c=0. Očekuje se gubitak nosivosti usljed lokalnog izbočavanja rebra pod opterećenjem. Nosač je napregnut znatnim momentima savijanja, a gubitak stabilnosti rebra izbočavanjem se dešava u pritisnutoj zoni nosača. Zabilježena sila loma je P_{CI1}.

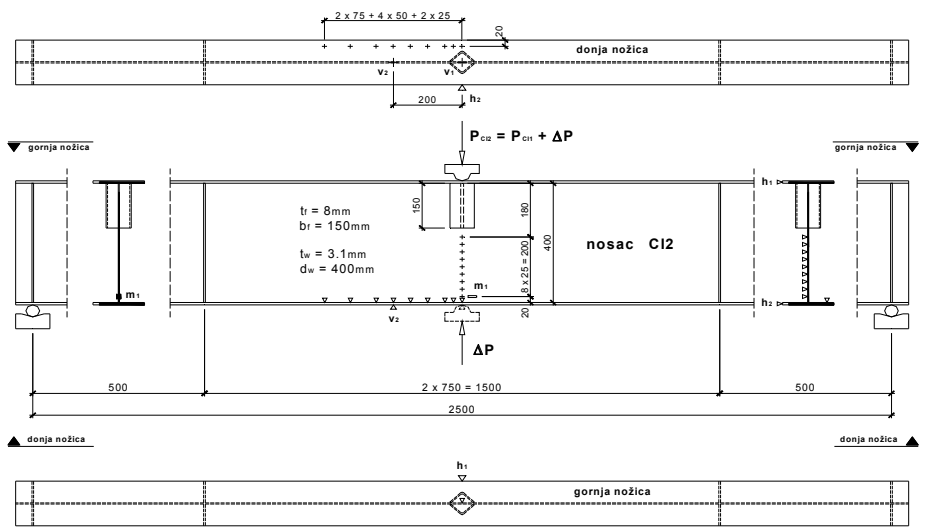
Nosač CI2 (slika 2) je dužine 2500mm, sa lokalno ukrućenim rebrom u zoni unosa opterećenja. Nosač CI2 je u svemu ostalom kao i nosač CI1. Nosač CI2 se opterećuje pod identičnim uslovima kao i nosač CI1 do nivoa opterećenja P_{CI1}. Pri nivou opterećenja P_{CI1} se ne očekuje gubitak nosivosti nosača i na kratko se prekida sa daljim opterećivanjem. Održava se

nivo nanijetog opterećenja P_{CI1} sve dok se nosač ne uklini. Uklinjavanje nosača se vrši pomoću "špindle" koja na sebi ima montiran blok za nanošenje opterećenja. Blok za nanošenje opterećenja je cilindričnog oblika, c=0. Nakon završetka posla na uklinjavanju nosača CI2 nastavlja se sa opterećivanjem do gubitka nosivosti. Zabilježena sila loma je $P_{CI2} = P_{CI1} + \Delta P$.

Nosači CI3 i CI4 su dužine 3000mm i ispituju se na isti način kao i nosači CI1 i CI2.



Slika 1 – Geometrija nosača CI1 sa šemom položaja mjernih tačaka



Slika 2 - Geometrija nosača CI2 sa šemom položaja mjernih tačaka

Nosači CI5/1 i CI5/2 se ispituju u svemu kao i nosači sa prethodnih eksperimentalnih istraživanja sprovedenih na Građevinskom fakultetu u Podgorici [1-6].

Svi nosači su u toku ispitivanja viljuškasto bočno pridržavani na položaju unutrašnjih vertikalnih ukrućenja, koja su raspoređena na međusobnom osovinskom rastojanju od 1500mm.

4 REZULTATI EKSPERIMENTA

Geometrija ispitivanih nosača, kao i rezultati sprovedenog eksperimentalnog istraživanja su prikazani u tabeli 1.

Tabela 1 – Rezultati eksperimentalnog istraživanja CENTRO 2009

SERIJA	*NOSAČ*	L	b	d_w	t_w	b_f	t_f	c	e	σ_w	M	*ukrućen*	P_{ex}
		[mm]	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*[mm]*	*MPa*	*kNm*	*	*kN*
I	**CI1**	2500	1500	400	3	150	8	0	0	258	52		83
I	**CI2**	2500	1500	400	3	150	8	0	0	260	52	*	145
I	**CI3**	3000	1500	400	3	150	8	0	0	267	64		85
I	**CI4**	3000	1500	400	3	150	8	0	0	273	64	*	151
I	**CI5/1**	500	500	400	3	150	8	0	0	258	11		90
I	**CI5/2**	500	500	400	3	150	8	0	0	258	11		92
II	**CII1**	2500	1500	400	4	150	8	0	0	278	78		125
II	**CII2**	2500	1500	400	4	150	8	0	0	286	78	*	225
II	**CII3**	3000	1500	400	4	150	8	0	0	301	103		137
II	**CII4**	3000	1500	400	4	150	8	0	0	280	103	*	201
II	**CII5/1**	500	500	400	4	150	8	0	0	278	18		147
II	**CII5/2**	500	500	400	4	150	8	0	0	278	18		137
III	**CIII1**	2500	1500	400	5	150	8	0	0	206	89		143
III	**CIII2**	2500	1500	400	5	150	8	0	0	232	89	*	279
III	**CIII3**	3000	1500	400	5	150	8	0	0	218	104		139
III	**CIII4**	3000	1500	400	5	150	8	0	0	226	104	*	250
III	**CIII5/1**	500	500	400	5	150	8	0	0	206	20		161
III	**CIII5/2**	500	500	400	5	150	8	0	0	206	20		157
IV	**CIV1**	2500	1500	400	6	150	8	0	0	315	127		203
IV	**CIV2**	2500	1500	400	6	150	8	0	0	315	127	*	325
IV	**CIV3**	3000	1500	400	6	150	8	0	0	322	142		189
IV	**CIV4**	3000	1500	400	6	150	8	0	0	276	142	*	316
IV	**CIV5/1**	500	500	400	6	150	8	0	0	315	31		257
IV	**CIV5/2**	500	500	400	6	150	8	0	0	315	31		240

Na testiranjima 1-4 svih serija, mjereni su ugibi opterećene nožice u devet tačaka. Svih devet mjernih mjesta je locirano na jednoj polovini nosača, posmatrano u odnosu na sredinu raspona nosača.

Na testiranjima 1 i 3 svih serija mjerene su bočne deformacije rebra u jedanaest tačaka, odnosno na testiranjima 2 i 4 svih serija u devet tačaka.

Kontrolnim mjerenjima bočnih deformacija nožica h_1 i h_2 se obezbjeđuje mogućnost kontrole rotacije poprečnog presjeka u sredini raspona nosača. Kontrolnim mjerenjima ugiba v_1 i v_2, kao i dilatacija m_1 i m_2 se obezbjeđuje mogućnost kvalitetne kontrole naponskog stanja u nosaču.

Kontrolna mjerenja v_1, v_2, m_1 i m_2, treba da budu potvrda da su globalna naponska stanja u testiranju 1, odnosno testiranju 3 u trenutku dostizanja sile loma, jednaka globalnim naponskim stanjima u testiranju 2, odnosno testiranju 4 u trenutku nihovog uklinjavanja.

Na rebrima nosača CIII3, CIII4, CIV3, CIV4 i rebrima svih kratkih nosača, mjerene su dilatacije u po deset mjernih mjesta. Na pet mjernih mjesta mjerene su dilatacije upravno na pravac opterećenja (u pravcu raspona nosača), a na ostalih pet mjernih mjesta mjerene su dilatacije u pravcu nanošenja opterećenja. Sve mjerne trake, uključujući i kontrolne mjerne trake su postavljane sa obje strane rebra nosača, kako bi se mogle razdvojiti membranske deformacije od deformacija savijanja rebra.

Nulta mjerenja na svim nosačima su vršena pri intenzitetu opterećenja od 5kN. Nakon nultog mjerenja opterećenje je nanošeno u 8-10 inkremenata do loma nosača, a nakon dostizanja sile loma mjerene su rezidualne deformacije.

Nakon svakog nanesenog inkrementa opterećenja, sila je održavana konstantnom za vrijeme vršenja mjerenja. Mjerenje na svim mjernim mjestima je trajalo oko 5 minuta po jednom inkrementu. U inkrementima pred slom nosača, sila je održavana konstantnom 3-5 minuta prije vršenja mjerenja, radi stabilizovanja deformacija. Opterećenje je nanošeno brzinom od oko 0.5 kN/s.

U fazi planiranja eksperimenta, procjena sile loma je vršena pomoću matematičkog modela Lučić-Aleksić iz 2005. godine [5 i 6]. Procijenjene sile loma za testiranja 1, 3 i 5 svih serija su se pokazale kao upotrebljive, odnosno gubitak nosivosti nosača se desio na očekivanom nivou intenziteta opterećenja.



Slika 3 - Rezultati eksperimentalnog istraživanja, rezidualne deformacije nosača CI1 i CI2

5 ZAKLJUČAK

Lom nosača dešava se iznenada, gubitkom stabilnosti dijela rebra pod opterećenjem i propagacijom deformacije opterećene nožice u pravcu i smjeru nanošenja opterećenja. Deformacija opterećene nožice je direktna posljedica gubitka stabilnosti rebra nosača i pripada rezidualnim deformacijama, odnosno deformacijama koje se dešavaju nakon loma. Od početka opterećivanja, jasno izražena deformacija rebra oblika sinusnog polutalasa koji se proteže po cijeloj visini rebra, u trenutku loma mijenja konfiguraciju i izoluje se lokalno u zoni rebra pod opterećenjem. Na konfiguraciji rezidualno deformisanog nosača mogu se jasno naslutiti linije infleksije koje opisuju dubinu izbočavanja rebra.

Zaključuje se da, globalni normalni naponi izazvani momentima savijanja, koji se javljaju kao posljedica opterećivanja nosača, ne utiču na intenzitet sile loma sve dok u nosaču izazivaju naprezanja do oko 80% od napona na granici tečenja rebra.

Brižnim ažuriranjem rezultata ovog eksperimentalnog istraživanja sa priličnom pouzdanošću se može tvrditi da globalni momenti savijanja nemaju uticaja na intenzitet sile loma ni pri većim globalnim naprezanjima, bliskim nivou napona na granici razvlačenja.

Kako se neposredno i lokalno pod opterećenjem, a već pri nivou opterećenja od oko 70% sile loma javljaju znatne membranske deformacije zatezanja u rebru nosača i u pravcu raspona nosača i kako nemaju konvergentan trend, zaključuje se da smjer napona prouzrokovanih momentima savijanja (pritisak/zatezanje) ne utiče na intenzitet sile loma.

Lokalno ukrućeni nosači imaju znatno veću nosivost od njima sličnih neukrućenih nosača.

Lokalnim ukrućivanjem se ne postiže bezuslovno očuvanje stabilnosti rebra nosača, ali se znatno povećava njegova nosivost, (Slika 3).

LITERATURA

[1] *Stability of Locally Pressed I-Girders in Web Plane, Doctoral dissertation (in Serbian)* / S. ALEKSIĆ // University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 2010, 140p

[2] *Experimental research: Thin-Walled I Girders Subjected to Centric and Eccentric Patch Loading* / D. LUČIĆ // University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 2001, 348p

[3] *Experimental Investigation on Locally Pressed I-Beams Subjected to Eccentric Patch Loading* / D. LUČIĆ, B. ŠĆEPANOVIĆ // The 3rd European Conference on Steel Structures – EUROSTEEL 2002, Coimbra, Vol.1, 2002, p.473-482 and *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.60, Nos.3-5, March-May 2004, p.525-534

[4] *An Experimental Research EKSCENTRO 2007* / B. ŠĆEPANOVIĆ, D. LUČIĆ, S. ALEKSIĆ // The 13th International Symposium on Macedonian Association of Structural Engineers, Ohrid 2009, Vol.2, p.521-527

[5] *Ultimate Carrying Capacity of Thin-Walled I-Girders under Patch Loading in Web Plane, Master thesis (in Serbian)* / S. ALEKSIĆ // University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 2005, 105p

[6] *Ultimate Capacity of Localy Pressed I-Girders* / D. LUČIĆ, S. ALEKSIĆ // Monograph Dedicated to the Memory of Late Academician Proffesor Dr. Milan Đurić, Faculty of Civil Engineering of the University of Belgrade, Belgrade, 2008, p.207-217

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Slobodan Ranković[1], Radomir Folić[2]

EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE EFEKTA OJAČANJA AB GREDA PRIMENOM DODATNE GFRP ARMATURE

Rezime:

U radu je analizirana primena savremene tehnike ojačanja armiranobetonskih (AB) greda upotrebom elemenata od GFRP materijala (polimera ojačanih vlaknima, tj. vlaknastih kompozita). Prikazane su osnovne karakteristike FRP materijala i metode postavljanja FRP šipki unutar zaštitnog sloja betona, tj. blizu površine greda (NSM metoda). Analizirana su svojstva ove metode i njene prednosti u odnosu na spolja lepljene FRP laminate (EBR metoda). Prikazani su i diskutovani neki rezultati ispitivanja grednih nosača, ojačanih GFRP šipkama, zavisno od probnog opterećenja, uz upoređenje sa rezultatima dobijenih na neojačanoj (kontrolnoj) gredi. Eksperimentalna istraživanja su obavljena na GAF u Nišu 2009. godine.

Ključne reči: Ojačanje, FRP kompoziti, NSM metoda, GFRP šipke, ispitivanje

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE EFFECT OF RC BEAM STRENGTHENING BY ADDITIONAL GFRP REINFORCEMENT

Summary:

This paper analyzes the use of modern techniques of strengthening reinforced concrete (RC) beams using the elements of GFRP materials (fiber reinforced polymer, i.e. fiber composites). The paper presents basic characteristics of FRP materials and methods of placing FRP bars within a protective layer of concrete, i.e. near the surface of the beam (NSM method). The properties of this method are analyzed and its advantages over externally glued FRP laminate (EBR method). Some research results on beam carriers are presented and discussed as well as on reinforced GFRP bars, depending on the test load, along with a comparison with results obtained on non reinforced (control) beam. Experimental studies have been conducted on the Civil&Architectural Faculty in Nis, in 2009.

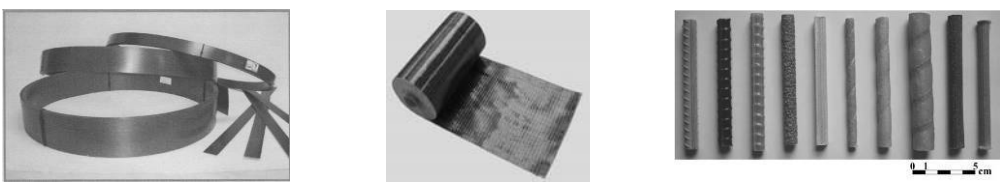
Key words: Strengthening, FRP composite, NSM method, GFRP reinforcement, testing

[1] Mr , asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš , slobodan.rankovic@gaf.ni.ac.rs
[2] Dr, profesor, Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka, Novi Sad, folic@uns.ac.rs

1 UVOD

Primena kompozitnih materijala poslednjih godina dobija sve više na značaju, naročito kod sanacije i ojačanja armiranobetonskih (AB), prethodno napregnutih (PN), zidanih, drvenih, pa i čeličnih konstrukcija različitih konstrukcijskih sistema. Korišćenje vlaknima armiranih kompozita (FRP – fibre reinforced polymer) kao dodatne armature, zbog brojnih prednosti u odnosu na konvencionalne metode, predstavlja veoma atraktivnu tehniku naročito za ojačnje AB konstrukcija. Najznačajnija prednost ovih kompozitnih materijala je to što imaju visoku čvrstoću i malu težinu, otporni su na koroziju i jednostavni su pri postavljanju [1]. Iako je početna cena materijala veća, zbog brzine i lakoće montaže, otpornosti na agresivnost sredine, nepromenjenog gabarita i estetike, mogu dobiti prednost u odnosu na ostale načine ojačanja [6].

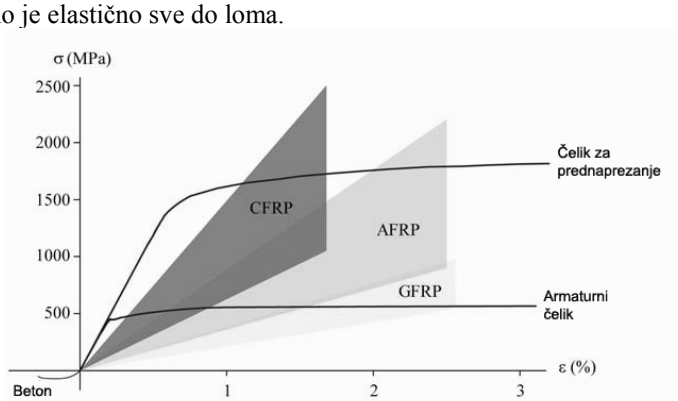
Kao nemetalna armatura, najčešću primenu imaju FRP elementi sa osnovnom komponentom (polimernim vlaknima) koja su karbonska (CFRP) ili staklena (GFRP). Drugi sastovni deo je matrica, od najčešće epoksidnih smola [2]. Tako dobijena armatura oblikuje se u vidu traka (engl. "laminate"), platna ("sheets"), šipki ("bars") ili uskih traka ("strips") (*slika 1*).



Slika 1: Oblici FRP elemenata:Laminati, platna, šipke -''bar'' elementi

Njima se ojačavaju konstrukcije od betona, opeke, metala ili drveta i to na savijanje, smicanje ili pritisak. Mogu se ojačavati različiti konstruktivni elemenati: gredni nosači, ploče, zidovi ili stubovi.

Mehaničke karakteristike FRP elemenata zavise od matrice i vlakana, a zatezna čvrstoća u pravcu vlakana daleko je veća u odnosu na čelik (*slika 2*). Ponašanje FRP materijala pri zatezanju linearno je elastično sve do loma.



Slika 2: σ-ε *dijagrami zatezanja za najčešće primenljivane materijale* [8]

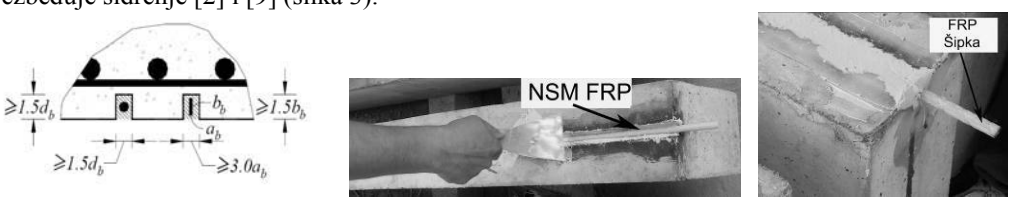
FRP šipke mogu se proizvoditi u gotovo neograničenom broju podvrsta, odnosno oblika. Tako, NSM FRP armatura može biti: kvadratna, pravougaona ili ovalna šipka (''bar''). Njihova površina može biti glatka, ohrapavljena, sa spiralnim udubljenjima ili rebrasta.

Pri ojačanju AB konstrukcija izloženih savijanju, izdvajaju se dve osnovne tehnike primene FRP: površinski lepljena armatura u vidu laminata (EBR - external bonded reinforcement) i blizu površine (u zaštitnom sloju) betona montirane šipke -''bar'' elementi (NSM – near surface mounted). Za razliku od EBR metode korišćenja FRP elemenata, koja se razvija duže od dve decenije, NSM metoda primene FRP šipki pojavila se tek u poslednjoj deceniji i nedovoljno je obrađena u literaturi, kao i preporukama i smernicama za projektovanje [6] i [8].

Težište ovog rada predstavlja eksperimentalno istraživanje ponašanja AB greda izloženih savijanju, koje su ojačane GFRP armaturom postavljenom u zaštitnom sloju betona (NSM metodom).

2 NSM FRP METODA

NSM metoda zasniva se na tehnici kojom se u podužne proreze (šliceve), u zaštitnom sloju betona, postavljaju FRP elementi oblika šipke (bar) ili trake (strip) kao dodatna armatura i zatapaju u epoksidne ili cementne smole (lepkove), čime se ostvaruje adhezija sa betonom i obezbeđuje sidrenje [2] i [9] (slika 3).



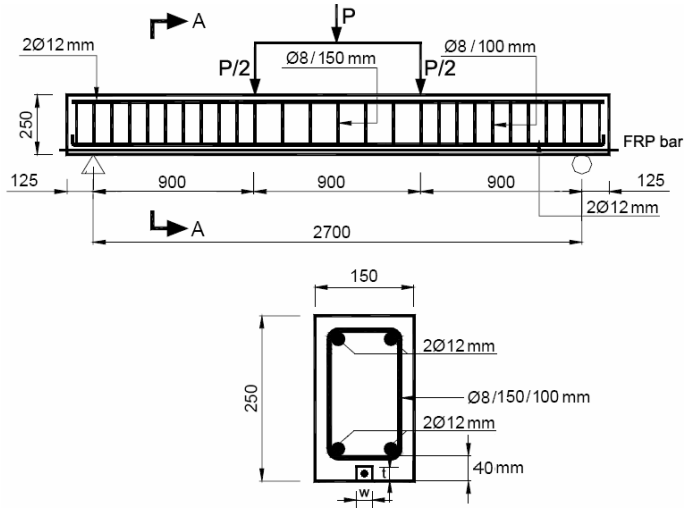
Slika 3 - Postavljanje NSM FRP ''bar'' elemenata

Upotreba NSM metode ojačanja FRP elementima opravdana je u sledećim slučajevima ukoliko: 1) je ojačana površina podložna oštećenjima; 2) je ojačana površina neravna; 3) betonska površina ima nedovoljnu čvrstoću na zatezanje, a ostatak preseka zadovoljava i 4) postoji problem nedovoljnog prostora za druge vrste ojačanja. Ovo su, zapravo, i najčešći slučajevi koji se u praksi javljaju. Ograničenja u primeni vezana su za obezbeđenje dovoljne debljine zaštitnog sloja betona, koji treba da bude 1,5 puta veći od prečnika primenjenih šipki za ojačanje (∅6÷∅16 mm). Prema dosadašnjim iskustvima kod primene NSM sistema moguće su tri vrste otkaza: 1) usled odvajanja u sloju lepka; 2) usled odvajanja betona; i 3) usled zatežućih sila moguć je lom po FRP elementu.

Analizom ponašanja različitih načina ojačanja, može se istaći da NSM metoda ima niz prednosti u odnosu na EBR FRP metodu jer je sigurnija i iskazuje veću trajnost u odnosu na površinsku montažu lepljenjem (EBR) [7]. Naime, ovim sistemom ojačanja omogućeno je bolje prianjanje tj. sidrenje, jer se šipke mogu fabrički profilisati (orebriti) čime se postiže veća specifična površina za sprezanje sa betonom [2]. NSM armatura se može lakše prednaprezati.

3 REZULTATI ISPITIVANJA AB GREDNIH NOSAČA OJAČANIH NSM GFRP ARMATUROM

Na Građevinsko-arhitektonskom fakultetu u Nišu obavljena su eksperimentalna istraživanja nosivosti grednih nosača ojačanih GFRP armaturom pri opterećenju do loma. Na slici 4 prikazani su dimenzije, detalji armiranja i način nanošenja opterećenja,



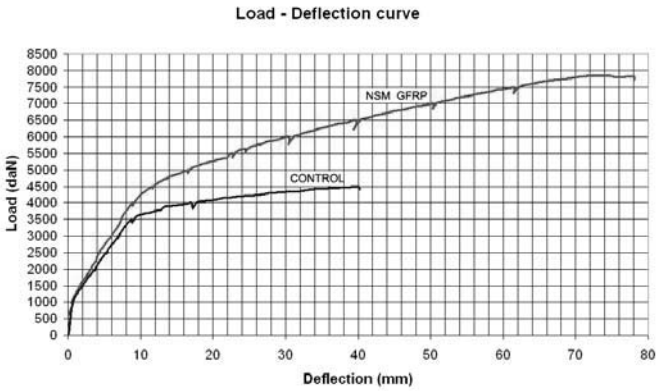
Slika 4: Detalji armiranja i način nanošenja opterećenja.

Na slici 5 prikazane su AB grede sa GFRP ojačanjem i njen deformisani oblik pod maksimalnim opterećenjem. Opterećenje je nanešeno sa dve koncentrisane sile u trećinama raspona („four point load“). Za ojačanje su korišćene FRP šipke G-rod Ø10 mm i epoksidni lepak MapeWrap 11, italijanskog proizvođača MAPEI [4]. Snimanje mernih podataka obavljeno je uz pomoć akvizicijskog sistema MGCplus, kvazi dinamički, očitavanjem instrumenata svake sekunde.



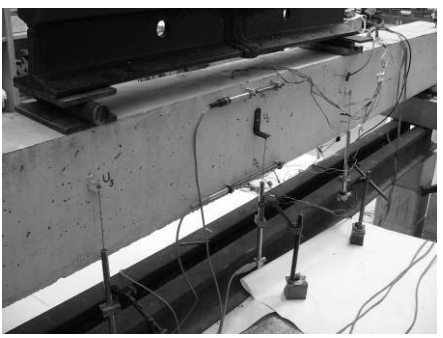
Slika 5: Dispozicija eksperimenta - pre opterećenja i pod opterećenjem .

Eksperimentalni rezultati koji prikazuju vezu opterećenje-ugib na polovini raspona za gredu ojačanu GFRP šipkom i kontrolnu gredu dati su na slici 6. Sa dijagrama se može uočiti da je maksimalno opterećenje postignuto ojačanjem bilo za 73% veće, odnosno da je primenom NSM metode ojačanja maksimalna sila od 45 kN povećana na 78 kN. Uočljiva je i zadovoljavajuća duktilnost ojačane grede, što daje prednost primeni ove metode kod seizmičkog ojačanja. Do pojave prvih prslina nema razlike u krutosti grednih nosača, ona nastaje u delu od pojave prvih prslina do pojave tečenja u armaturi, a naročito posle te tačke. Otkaz je nastao usled odvajanja između epoksidne smole i betona zbog prekoračenja napona zatezanja u betonu.

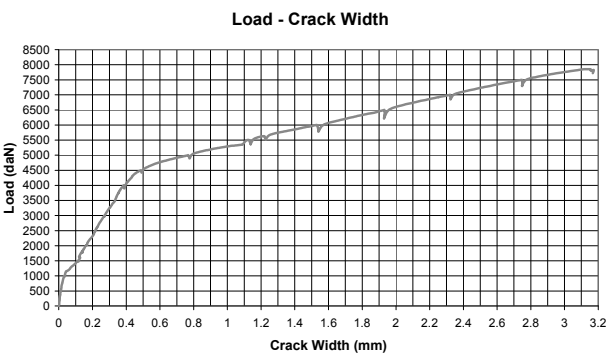


Slika 6: Dijagami opterećenje- ugib u L/2 kod ojačane i kontrolne grede.

Raspored prslina i njihov razvoj mereni su tokom opterećenja na svakih 5 kN. Na polovini raspona postavljeni su dilatomeri čiji je merni instrunent od LVDT na 20 mm od gornje (pritisnute) i donje (zategnute) ivice grede (*slika 7*). Dilatometrom u zategnutoj zoni kontinuirano je merena širina prslina, odnosno zbir širine prslina na dužini od 200 mm, a rezultati lokalnih deformacija prikazani su na slici 8.



Slika 7: Raspored mernih instrumenata na L/2 (LVDT i dilatomer).



Slika 8: Dijagam opterećenje- širina prslina kod grede ojačane GFRP armaturom.

Sa dijagrama na slici 8 se može analizirati zbir širina prslina na dužini od 200 mm u funkciji od opterećenja. Uočljiv je isti oblik dijagrama kao kod ugiba, odnosno pojava tri karakteristične zone: 1) do pojave prvih prslina (0,04 mm), 2) od prvih prslina do pojave tečenja u čeličnoj armaturi (0,5 mm) i 3) od pojave tečenja armature do loma (3,15 mm).

4 DISKUSIJA RAZULTATA I ZAKLJUČAK

Kompozitni materijali u oblasti građevinarstva, sve izvesnije, postaju materijali budućnosti. Primena NSM metode ojačanja, kao relativno nove, pruža velike mogućnosti kod sanacija i ojačanja betonskih konstrukcija i produženja njihovog eksploatacionog veka.

Analiza podataka iz dostupne literature [3] i [10] i samostalna eksperimantalna istraživanja, sprovedena 2009. g. na GAF u Nišu, pokazali su značajno uvećanje nosivosti kod ispitivanih nosača pojačanih NSM metodom. U konkretnom slučaju, kada se u zaštitnom sloju aplicira samo jedna (dodatna) GFRP šipka Ø10 mm, registrovano je za 73% veće maksimalno opterećenje. Za više faze opterećenja i praćenje mehanizama loma ispoljena je značajna duktilnost grednih nosača ojačanih GFRP armaturom. Pri tome je do otkaza došlo na spoju epoksidne paste i betona. U situacijama kada krutost nije limitirajući parametar GFRP armaturi treba dati prednost nad CFRP šipkama jer je znatno jeftinija.

Brojne navedene prednosti NSM FRP metodu unutrašnjeg ojačanja čine, u mnogo slučajeva, superiornom u odnosu na spolja lepljene FRP laminate. Uz potpuniju regulativu, bolju obaveštenost projektanata i sve lakšu dostupnost FRP materijala na tržištu, može se očekivati njena sve šira primena u praksi.

Napomena: Rad je nastao kao deo istraživanja na Tehnološkom projektu br. 16018 koji finansira Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije.

LITERATURA

[1] ACI committee 440, "*Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars*," ACI 440.1R-03, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2003, 41 pp.

[2] ACI 440R-07, *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Reported by ACI Committee 440, 2007.

[3] Barros J., Dias S. Fortes A.,: *Near surface mounted technique for the flexural and shear strengthening of concrete beam*, 2005, p. 8, Science Direct, April, 2010

[4] Mapei FRP System, www.mapei.com , June, 2010.

[5] Fédération Internationale du Béton (FIB):Tecnical Report Bulletin 14: *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*, Lausanne, 2001.

[6] Folić, R**.**, Glavardanov, D.: *Analiza metoda pojačavanja armiranobetonskih elemenata lepljenjem vlaknastih kompozita (FRP)*, Izgradnja br. 5-6, 2006, str. 113-126.

[7] Glavardanov, D. Folić, R.. *Pojačavanje betonskih konstrukcija FRP elementima NSM sistemom*. Materijali i konstrukcije, br. 4, 2007, str. 29-35

[8] Ranković S., Folić R. Mijalković. M.: *Ojačanje AB greda FRP atmaturom postavljenom unutar zaštitnog sloja betona*, Zbornik radova GAF Niš, br. 23, decembar 2008, *st.39-47*.

[9] Rankovic S., Folić R.: *Adhesiveness ("Bond Efefect") of Fiber Reinforcement Polimer Bars in the NSM FRP Method of Strenghtening"*, Eleventh national and fifth international scientific meeting INDIS 2009. Novi Sad, November 25-27, 2009, pp. 463-470.

[10] W.-T.Jung, Y.-H. Park, J.-S. Park: *Experimental Investigation on Flexural Behavior of RC Beams Strengthened by NSM CFRP Reinforcements,* ACI SP -230- 46, pp. 795-805.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Nenad Marković[1], Biljana Deretić-Stojanović[2], Svetlana Kostić[3]

ANALIZA I POREĐENJE NACIONALNIH ANEKSA POJEDINIH ZEMALJA ZA EVROKOD 4 EN 1994-1-1

Rezime:

Analizirani su Nacionalni aneksi za Evrokod 4 za spregnute konstrukcije od čelika i betona EN 1994-1-1 sledećih zemalja Velike Britanije, Nemačke, Grčke, Danske i Finske. Dat je pregled odredbi u kojima je dopušten izbor nacionalnih vrednosti, sa veličinama koje se mogu izabrati i njihovim preporučenim vrednostima. Dat je pregled izbora za određenu odredbu ako je izbor dat u Nacionalnim aneksima pojedinih zemalja. Tabelarni pregled prikazuje po svim razmatranim zemljama izbor nacionalno određenih parametara ili zadržavanja preporučenih veličina odnosno definicija, postupaka.

Ključne reči: evrokod, spregnute konstrukcije, nacionalni aneksi,

ANALYSIS AND COMPARISON OF NATIONAL ANNEXES OF SEVERAL COUNTRIES FOR EUROCOD 4 EN 1994-1-1

Summary:

Analysis and comparison of National annexes for Eurocod 4 for design of composite steel and concrete structures EN 4-1-1 is presented. National annexes from Germany, United Kingdom, Greece, Denmark and Finland are analyzed. Review of the clauses were choice of the Nationally determined parameters is allowed is given, with parameters that could be chosen and their recommended values. Choice made in certain country for Nationally determined parameters is also given. Summary of closes were national choice is made or not is given in final table.

Key words: eurocode, composite structures, nacional annexes

[1] Dr, docent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

[2] Dr, vanr. prof., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

[3] Mr, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd

1 UVOD

Evrokodovi se u pojedinim zemljama uvode putem Nacionalnih standarda koji sadrže kompletan tekst određenog Evrokoda sa svim aneksima, kome prethodi nacionalna naslovna strana i nacionalni predgovor, a može da ga sledi Nacionalni aneks (NA). Nacionalni aneks može da sadrži samo informacije o onim parametrima koji su u Evrokodu ostavljeni otvorenim za nacionalni izbor (nacionalno određenim parametrima) i koji će se koristiti pri proračunima građevinskih objekata u datoj zemlji. Ti parametri mogu biti određene vrednosti (kada su u Evrokodu date alternative, ili ako je dat samo simbol određene veličine), mogu biti podaci specifični za datu zemlju, zatim to mogu biti postupci koje treba primeniti u slučaju kada su u Evrokodu dati alternativni postupci. Nacionalni aneks može da sadrži i odluke o primeni informativnih aneksa i ukazivanje na nekontradiktorne dopunske informacije koje treba da pomognu korisnicima u primeni Evrokodova.

U Evrokodu 4 za proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona su u posebnim napomenama u određenim odredbama navedene veličine za koje se mogu utvrditi nacionalno određeni parametri. Izbor je dopušten u ukupno devetnaest odredbi. U jedanaest odredbi se radi o izboru vrednosti parcijalnih koeficijenata i u svim slučajevima su date preporučene vrednosti. U četiri odredbe se radi o izboru određenih vrednosti pojedinih veličina ili njihovih odnosa i u četiri odredbe se radi o mogućnosti davanja dodatnih informacija ili uputstava.

U radu se analiziraju Nacionalni aneksi za Evrokod za spregnute konstrukcije EN 1994-1-1 iz više zemalja. Koristiće se sledeće skraćenice za Nacionalne anekse pojedinih zemalja: NA GE - Nemačke, NA UK - Vel. Britanije, NA GR - Grčke, NA DK - Danske i NA FN - Finske.

2 ANALIZA NACIONALNIH ANEKSA POJEDINIH ZEMALJA

U ovom delu se daje pregled odredbi u kojima je dopušten izbor nacionalnih vrednosti, sa veličinama koje se mogu izabrati i njihovim preporučenim vrednostima. Daje se pregled izbora za određenu odredbu ako je izbor dat u Nacionalnim aneksima pojedinih zemalja

Odredba 2.4.1.1 Proračunske vrednosti dejstava. *Kod prethodnog naprezanja kontrolisanim prinudnim deformacijama za parcijalni koeficijent sigurnosti* γ_P *preporučena vrednost i za povoljne i za nepovoljne uticaje je* ***1,0*** .

U NA GE za nepovoljne uticaje je usvojeno γ_P **=1,1** .

Odredba 2.4.1.2 (5) Proračunske vrednosti svojstava materijala ili proizvoda. *Za smičući spoj za parcijalni koeficijent* γ_V *preporučena vrednost je* ***1,25*** **.**

U NA GE se upućuje na odredbu 6.6.3.1 (1) gde je usvojeno γ_V **: 1,25** u jednačini **(6.18)** i **1,5** u jednačini **(6.19).** U NA UK se daje izbor vrednosti za γ_V u rasponu od **1,0** do **1,65** u zavisnosti od broja moždanika i od vrste nosača (prosta greda ili kontinualni nosač). U NA DK γ_V daje u obliku γ_V **=1,35** γ_3 ili γ_V **=1,0** i daje se objašnjenje za γ_3 i uslovi za izbor**.**

Odredba 2.4.1.2 (6) Proračunske vrednosti svojstava materijala ili proizvoda. *Za podužno smicanje kod spregnutih ploča kod zgrada za parcijalni koeficijent* γ_{VS} *preporučena vrednost je* ***1,25.***

U NA GE se prihvata preporučena vrednost ukoliko u drugim dokumentima zasnovanim na Evrokodu 4 nisu date različite vrednosti. U NA DK se γ_V daje u obliku γ_V **=1,35** γ_3 ili γ_V **=1,0** i daje se objašnjenje za γ_3 **.**

Odredba 2.4.1.2 (7) Proračunske vrednosti svojstava materijala ili proizvoda. *Za proveru na zamor moždanika sa glavom kod zgrada za* γ_{Mf} *se koristi vrednost iz relevantnih delova EN 1993, a za parcijalni koeficijent* $\gamma_{Mf,s}$ *preporučena vrednost je* ***1,0****.*

U NA GE za γ_{Mf} se upućuje na DIN EN 1993-1-9, a za $\gamma_{Mf,s}$ se usvaja vrednost **1,25**. U NA DK se usvaja $\gamma_{Mf,s}$ **=1,1** γ_3 i daje se objašnjenje za γ_3 **.**

Odredba 3.1 (4) Materijali. Beton. *Iskustvo pokazuje da vrednosti dilatacije skupljanja koje su date u EN 1992-1-1 mogu da daju precenjene vrednosti uticaja skupljanja kod spregnutih konstrukcija. Preporučene vrednosti za skupljanje betona za spregnute konstrukcije za zgrade date su u Aneksu C.*

U NA GE se upućuje na vrednosti date u EN 1992-1-1, a u NA UK se upućuje na Aneks C. U NA DK se prihvataju preporučene vrednosti iz aneksa C, ukoliko se ne sprovodi preciznija analiza.

Odredba 3.5 (2) Materijali. Čelični profilisani lim za spregnute ploče kod zgrada. *Za mininalnu vrednost nominalne debljine* ***t*** *čeličnog profilisanog lima preporučena vrednost je* ***0,70*** *mm.*

Odredba 6.4.3 (1) (h) Bočno torziono izvijanje spregnutih greda. Uprošćena provera za zgrade bez direktnog proračuna. *U ovoj odredbi su dati uslovi koji kada su ispunjeni kontinualna greda (ili greda okvirnog nosača koja je spregnuta čitavom svojom dužinom) poprečnih preseka klase 1, 2 ili 3, može se proračunati bez dodatnog bočnog pridržavanja. Uslov (h) daje uslove za čelični element delimično obložen betonom u skladu sa 5.5.3(2). Odredbe koje se odnose na ostale vrste čeličnih preseka mogu biti date u Nacionalnom aneksu.*

U NA GE se daje dodatna tabela, a u NA UK se daje dodatna tabela i uslovi za primenu. U NA FN se uslovi sa valjanih profila proširuju i na zavarene nosače uz određena uputstva.

Odredba 6.6.3.1 (1) Smičući spoj. Moždanici sa glavom kod punih ploča i betonske obloge. Proračunska nosivost. *Proračunska nosivost na smicanje moždanika sa glavom, automatski zavarenog u skladu sa EN 14555, treba da se odredi prema datim izrazima (6.18) i (6.19) u kojima se pojavljuje parcijalni koeficijent* γ_V **.** *Preporučena vrednost za* γ_V *je* ***1,25*** *.*

U NA GE je usvojeno γ_V **: 1,25** u jednačini **(6.18)** i **1,5** u jednačini **(6.19).** U NA UK se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (5) gde se daje izbor vrednosti za γ_V u rasponu od **1,0** do **1,65** . U NA DK je usvojena vrednost γ_{Vs} **= 1,35** γ_3.

Odredba 6.6.3.1 (3) Smičući spoj. Moždanici sa glavom kod punih ploča i betonske obloge. Proračunska nosivost. *Kada su moždanici raspoređeni tako da se javljaju sile odvajanja koje deluju u pravcu debljine ploče, stav (1) (izrazi za proračunsku nosivost) se ne može primenjivati. Dodatne informacije za zgrade mogu biti date u Nacionalnom aneksu.*

U NA GE se upućuje na EN 1994-2, odredbu 6.6.4 i na EN 1994-2 Aneks C. I u NA UK se upućuje na EN 1994-2 Aneks C. U NA FN se konstatuje da se u datom slučaju nosivost moždanika određuje na osnovu testa smicanja u saglasnosti sa aneksom B.2 SFS 1994-1-1, a u NA DK se upućuje na specijalizovanu literaturu.

Odredba 6.6.4.1 (3) Smičući spoj. Proračunska nosivost moždanika sa glavom koji se koriste kod čeličnih profilisanih limova kod zgrada. Profilisani lim sa rebrima paralelnim sa oslonačkim gredama. *Kada lim nije kontinualan preko grede, i nije ankerovan za gredu na odgovarajući način, ta strana vute i njena armatura treba da ispune uslove iz 6.6.5.4. Načini za postizanje odgovarajućeg ankerovanja mogu biti definisani u Nacionalnom aneksu.*

U NA GE se upotreba ankera dozvoljava ako je njihovo korišćenje regulisano u specijalnim tehničkim pravilima koja se odnose na Eurokod 4, a u NA DK se upućuje na specijalizovanu literaturu.

Odredba 6.8.2 (1) Zamor. Parcijalni koeficijenti za procenu zamora kod zgrada. *Parcijalni koeficijenti* γ_{Mf} *za čvrstoću pri zamoru dati su u EN 1993-1-9, 3 za čelične komponente, i u EN 1992-1-1, 2.4.2.4 za armirani beton i armaturu. Za moždanike sa glavom izložene smicanju primenjuje se parcijalni koeficijent* $\gamma_{Mf,s}$ **.** *Preporučena vrednost je* ***1,0****.*

U NA GE se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (7) gde se dalje za γ_{Mf} upućuje na DIN EN 1993-1-9, a za $\gamma_{Mf,s}$ se usvaja vrednost **1,25**. U NA DK se upućuje na NA za EN 1993-1-9.

Odredba 6.8.2 (2) Zamor. Parcijalni koeficijenti za procenu zamora kod zgrada. *Za opterećenje pri zamoru se primenjuju parcijalni koeficijenti* γ_F *. Parcijalni koeficijenti* γ_{Ff} *za različite vrste opterećenja pri zamoru mogu biti dati u Nacionalnom aneksu.*

U NA GE se upućuje na NA za DIN EN 1993-1-9 i na upotrebu DIN EN 1992-1-1, u NA GR se upućuje na EN 1991 - Dejstva. U NA DK se upućuje na NA za EN 1990.

Odredba 9.1.1 (2) Spregnute ploče sa profilisanim limovima kod zgrada. Oblast primene. *Oblast primene je ograničena na limove sa malim razmakom rebara. Mali razmak rebara je definisan gornjom graničnom vrednošću odnosa* b_r/b_s *, Preporučena vrednost je* ***0,6*** *.*

U NA FN se daje dodatni komentar, uz skicu, za tkz. TT profilisane limove.

Odredba 9.6 (2) Spregnute ploče sa profilisanim limovima kod zgrada. Provera čeličnog profilisanog lima kao oplate za granična stanja upotrebljivosti. *Ugib* δ *profilisanog lima usled sopstvene težine i težine svežeg betona, izuzimajući opterećenja tokom građenja, ne sme biti veći od* $\delta_{s,max}$ **.** *Preporučena vrednost je* ***L/180****, gde je* **L** *efektivni raspon između oslonaca (u ovom kontekstu podupirači se smatraju osloncima).*

U NA UK se usvaja preporučena vrednost ***L/180*** uz ograničenje max 20 mm ukoliko se ne uzima u obzir lokalno nagomilavanje betona, a usvojena je vrednost $\delta_{s,max}$ =***L/130*** uz ograničenje manje od ***30*** mm ukoliko se uzima u obzir lokalno nagomilavanje betona.

Odredba 9.7.3 (4) Spregnute ploče sa profilisanim limovima kod zgrada. Provera spregnutih ploča za granična stanja nosivosti. Podužno smicanje kod ploča koje nisu ankerovane na krajevima. *Kada se koristi* ***„m-k"*** *metoda, treba da se pokaže da maksimalna proračunska vrednost vertikalnog smicanja* V_{Ed} *za širinu ploče* **b***, nije veća od proračunske nosivosti na smicanje* $V_{l,Rd}$*, koja se određuje pomoću izraza u kome figuriše* γ_{VS} **,** *parcijalni koeficijent sigurnosti za granična stanja nosivosti. Preporučena vrednost za* γ_{VS} *je* ***1,25****.*

U NA GE se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (6) gde se prihvata preporučena vrednost ukoliko u drugim dokumentima zasnovanim na Evrokodu 4 nisu date različite vrednosti. Dodatno se daje uputstvo da vrednosti za *m* i *k* treba da budu uzete iz specijalnih tehničkih propisa zasnovanih na EN 1994-1-1. U NA UK se takođe upućuje na odredbu 2.4.1.2 (6) gde je prihvaćena preporučena vrednost za γ_{VS} . U NA DK je usvojena vrednost γ_{Vs} = **1,35** γ_3.

Odredba 9.7.3 (8) Spregnute ploče sa profilisanim limovima kod zgrada. Provera spregnutih ploča za granična stanja nosivosti. Podužno smicanje kod ploča koje nisu ankerovane na krajevima. *Pri određivanju proračunske nosivosti* M_{Rd} *koristi se* $\tau_{u,Rd}$ *proračunska čvrstoća pri smicanju* $(\tau_{u,Rk}/\gamma_{VS})$ *dobijena ispitivanjem ploče, koje ispunjava osnovne zahteve metode parcijalne interakcije. Preporučena vrednost za* γ_{VS} *je* ***1,25****.*

U NA GE se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (6) gde se prihvata preporučena vrednost ukoliko u drugim dokumentima zasnovanim na Evrokodu 4 nisu date različite vrednosti. Dodatno se daje uputstvo da vrednosti $\tau_{u,Rd}$ treba da budu uzete iz specijalnih tehničkih propisa zasnovanih na EN 1994-1-1. U NA UK se takođe upućuje na odredbu 2.4.1.2 (6) gde je prihvaćena preporučena vrednost za γ_{VS} . U NA DK je usvojena vrednost $\gamma_{Vs} = \mathbf{1,35}\ \gamma_3$.

Odredba 9.7.3 (9) Spregnute ploče sa profilisanim limovima kod zgrada. Provera spregnutih ploča za granična stanja nosivosti. Podužno smicanje kod ploča koje nisu ankerovane na krajevima. *U izrazu (9.8), N_c se može uvećati za μR_{ed}, pod uslovom da je $\tau_{u,Rd}$ određeno uzimajući u obzir dodatnu podužnu nosivost na smicanje usled rekacije oslonca. Preporučena vrednost za μ je* ***0,5****.*

U NA GE se ukazuje da je upotreba vrednosti za μ dozvoljena samo ako je njihova upotreba regulisana u specijalnim tehničkim propisima zasnovanim na EN 1994-1-1. U NA FN se daje dodatno objašnjenje.

Odredba Aneks B.2.5 (1) Ispitivanje moždanika. Procena rezultata ispitivanja. *Proračunsku nosivost P_{Rd} se određuje iz izraza u kome figuriše γ_V parcijalni koeficijent sigurnosti za smičući spoj. Preporučena vrednost za γ_V je* ***1,25****.*

U NA GE se konstatuje da γ_V treba odrediti prema DIN EN 1990, Aneks D. U NA UK se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (5) gde se daje izbor vrednosti za γ_V u rasponu od **1,0** do **1,65** u zavisnosti od broja moždanika i od vrste nosača (prosta greda ili kontinualni nosač). U NA DK je usvojena vrednost $\gamma_V = \mathbf{1,35}\ \gamma_3$.

Odredba Aneks B.3.6 (5) Ispitivanje spregnutih ploča međuspratnih konstrukcija. Određivanje proračunskih vrednosti za $\tau_{u,Rd}$. *Koristi se parcijalni koeficijent sigurnosti γ_{Vs} . Preporučena vrednost za γ_{Vs} je* ***1,25****.*

U NA GE se konstatuje da γ_V treba odrediti prema DIN EN 1990, Aneks D. U NA UK se upućuje na odredbu 2.4.1.2 (6) gde je prihvaćena preporučena vrednost za γ_{VS} . U NA DK je usvojena vrednost $\gamma_{Vs} = \mathbf{1,35}\ \gamma_3$.

Mogućnost korišćenja informativnih aneksa A, B i C.

U NA UK i NA FN se potvrdjuje mogućnost korišćenja informativnih aneksa, u NA GR se naglašava da su aneksi informativni u primeni.

Dodatna uputstva.

Jedino se u NA FN koristi mogućnost dodatnih informacija. Uputstvo se odnosi na procenu i ograničenje ugiba kod spregnutih konstrukcija za zgrade. Data je tabela sa vrednostima ugiba za pojedine vrste elemenata odnosno konstrukcija.

Iz analize Nacionalnih aneksa može se uočiti da pojedine zemlje na različite načine koriste mogućnost izbora nacionalno određenih parametara. U NA GR su prihvaćene sve preporučene vrednosti, samo se u jednoj odredbi daje dodatna informacija. U NA FN su prihvaćene sve preporučene vrednosti parcijalnih koeficijenata, samo se u malom broju odredbi daju dodatna uputstva. NA DK se najviše razlikuje od ostalih NA u pogledu izbora parcijalnih koeficijenata. NA GE predstavlja najdetaljniji NA sa detaljnijim uputstvima od Nacionalnih aneksa ostalih zemalja.

Ovaj rad je pripremljen u okviru projekta 16031 u oblasti tehnološkog razvoja, za koji je sredstava obezbedilo i Ministarstva nauke Republike Srbije.

3 TABELARNI PREGLED IZBORA U NACIONALNIM ANEKSIMA POJEDINIH ZEMALJA

U narednoj tabeli se daje zajednički pregled izbora za pojedine odredbe u okviru razmatranih Nacionalnih aneksa pojedinih zemalja. Oznake upotrebljene u tabeli su: BP - bez promene, NOP - nacionalno određeni parametri ili uputstva ili preporuke, DI - dodatne informacije, DU - dodatno uputstvo, ND - nisu date preporuke ili uputstva,

Tabela 1. Pregled izbora nacionalno određenih parametara u Nacionalnim aneksima

	Nemačka (GE)	Velika Britanija (UK)	Grčka (GR)	Danska (DK)	Finska (FN)
2.4.1.1 (1)	NOP	BP	BP	BP	BP
2.4.1.2 (5)	NOP	NOP	BP	NOP	BP
2.4.1.2 (6)	BP , DI	BP	BP	NOP	BP
2.4.1.2 (7)	NOP, DI	BP	BP	NOP	BP
3.1 (4)	NOP	BP	BP	BP, DI	BP
3.5 (2)	BP	BP	BP	BP	BP
6.4.3 (1) (h)	NOP	NOP	BP	DI	NOP
6.6.3.1 (1)	NOP	NOP	BP	NOP	BP
6.6.3.1 (3)	NOP	NOP	-	NOP	NOP
6.6.4.1 (3)	NOP	NOP	-	NOP	ND
6.8.2 (1)	NOP	BP	BP	NOP	BP
6.8.2 (2)	NOP	BP	NOP	NOP	ND
9.1.1 (2)	BP	BP	BP	-	DI
9.6 (2)	BP	NOP	BP	BP	BP
9.7.3 (4)	NOP	BP	BP	NOP	BP
9.7.3 (8)	NOP	BP	BP	NOP	BP
9.7.3 (9)	DI	BP	-	-	NOP
B 2.5 (1)	NOP	NOP	BP	NOP	BP
B 3.6 (5)	NOP	BP	BP	NOP	BP
Uputstva					DU

LITERATURA

[1] *Evrokod 4, Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, EN 1994-1-1:2004, Deo 1.1: Opšta pravila i pravila za zgrade*, Građevinski fakultet u Beogradu, 2006.

[2] *BS Comparisons of National Annexe (1994-1-1)* http:// www.n-aktive.co.uk.

[3] *EN 1994-1-1 DK NA*, 2007-11-14, 2nd edition. 5st.

[4] *EC NA-FIN 1994-1-1*, 2007, 5st.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Aleksandar Ristovski[1], Marina Mijalković [2]

EFEKTIVNA DUŽINA IZDVOJENIH ARMIRANO BETONSKIH STUBOVA PREMA STANDARDU EC 2

Rezime:

Objavljivanjem standarda Evrokoda 2, 2004. godine (u daljem tekstu EC2), uvedene su brojne novine u proračun betonskih elemenata i konstrukcija uopšte, pa i u oblasti vitkih elemenata. Proračun vitkih elemenata je znatno preciznije definisan, iako su dalja detaljnija uputstva još uvek neophodna. U radu se ukazuje na značajne novine pri proračunu efektivne dužine izolovanih armirano betonskih stubova u Standardu EC2 u odnosu na predstandard EN1992, a samim tim i u odnosu na naš aktuelni pravilnik PBAB 87.

Ključne reči: izdvojeni AB stubovi, efektivna dužina, vitkost, standard

EFFECTIVE LENGHT OF ISOLATED REINFORCED CONCRETE COLUMNS ACCORDING STANDARD EC 2

***Summary**:*

Standard Eurocode2 (in further text as EC2), published in 2004, introduces numerous innovations in the calculation of reinforced concrete members and construction in general, as well as in the area of slender elements. The calculation of slender elements is defined much more precisely now, although further and more detailed instructions are still necessary. This paper brings attention to the significant innovations in calculation of effective length of isolated reinforced concrete columns given in EC2 standard, comparing to ENV prestandard and respectively to our current regulations.

Key words: isolated reinforced concrete columns, effective length, slenderness, standard

[1]*Prof. dr Fakultet tehničkih nauka,Kosovska Mitrovica*
[2]*Prof. dr Građevinsko arhitektonski fakultet, Niš*

1.UVOD

Proračun vitkih AB konstrukcija zahteva analizu uticaja deformacije elemenata na veličinu sila u presecima elemenata. Ovim problem postaje geometrijski i materijalno nelinearan i osetljiv na sve parametre koji utiču na veličinu deformacija elemenata konstrukcije (imperfekcija, istorija opterećenja, reološke osobine, promena krutosti i dr.).

U inženjerskoj praksi je uobičajen proračun uticaja u elementima konstrukcije po teoriji elastičnosti (teorija I reda). Aktuelna tehnička regulativa iz ove oblasti u svetu i kod nas se mahom oslanja na ovako dobijene uticaje. U cilju svođenja proračuna vitkih AB elemenata na isti red veličina razvijen je čitav niz algoritama koji polaze od ove pretpostavke.

Osetljivost na uticaje drugog reda nije ista za sve elemente konstrukije. Stoga je uobičajen prvi korak uprošćene analize identifikacija elemenata/konstrukcija kod kojih bi ovi efekti mogli biti zanemareni. Ovim uprošćenjem se može izbeći složena analiza u velikom broju praktičnih slučajeva. Ukoliko prethodna provera ukaže na potrebu tačnijeg, tj. dodatnog proračuna elementa/konstruikcije, može se različitim klasifikacijama i aproksimacijama proračun uprostiti za veliki broj praktičnih slučajeva. Na primer, dodatna analiza po teoriji II reda se može izvesti samo na izdvojenim elementima, ili se primenjuju aproksimativne metode proračuna umesto tačnije analize ponašanja cele konstrukcije. Pri tome, uvedena uprošćenja moraju dati rezultate koji su na strani sigurnosti.

1.1 DEFINICIJE

Pod izvijanjem se ovde podrazumeva lom usled nestabilnosti elemenata ili konstrukcije pod dejstvom idealno aksijalnog pritiska i bez transferzalnog opterećenja. Ovako definisano "čisto izvijanje" nije relevantno granično stanje u realnim konstrukcijama usled imperfekcije i transferzalnih opterećenja, ali se nominalno opterećenje pri izvijanju može koristiti kao parametar u nekim metodama analize po teoriji drugog reda. Ovo je takođe razlog zbog čega je termin „izvijanje“ izbegnut u naslovu poglavlja 5.8. [1]. U tekstu je izvijanje pomenuto samo kada je nominalno opterećenje izvijanja upotrebljeno kao parametar u odredjenim metodama proračuna.

Opterećenje pri izvijanju je definisano kao opterećenje pri kojem dolazi do izvijanja, a za izdvojene elastične elemente podrazumeva se da je to Ojlerova sila. Efektivna dužina izvijanja je definisana kao dužina na kojoj se uzima u obzir oblik deformacione krive. Ona može biti definisana i kao dužina izvijanja, odnosno dužina stuba zglobno oslonjenog na oba kraja sa konstantnom normalnom silom, koji ima isti poprečni presek i opterećenje pri izvijanju kao posmatrani konstrukcijski element.

Termini bočno pomerljive – nepomerljive su izostavljeni u konačnoj verziji [1], nakon mnogih komentara za ili protiv. Same po sebi, ove formulacije navode na pogrešan zaključak, obzirom da su sve konstrukcije u manjoj ili većoj meri „bočno pomerljive“; konstrukcije koje bi i bile klasifikovane kao „bočno pomerljive“ mogle bi biti podjednako krute kao i „bočno nepomerljive“. Ovi termini su sada zamenjeni terminima neukrućeni – ukrućeni. Razlika medju terminima neukrućeni – ukrućeni je prosta: konstrukcijski elementi ili podsistemi za koje se u analizi i proračunu može pretpostaviti da doprinose ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije su elementi ili sistemi koji ukrućuju, ostali su ukrućeni. Konstrukcijski elementi ili podsistemi koji ukrućuju konstrukciju treba da su projektovani tako da svi zajedno poseduju potrebnu krutost i otpornost da razviju stabilišuće sile i da daju doprinos

ukupnoj stabilnosti konstrukcije. Elementi ili sistemi koji su ukrućeni, po definiciji, nemaju sposobnost da daju doprinos ukupnoj horizontalnoj stabilnosti konstrukcije. U ENV je koncept bočno pomerljiv – nepomerljiv povezan sa kriterijumom za zanemarivanje globalnih efekata drugog reda u konstrukcijama. Klasifikacija konstrukcija, sa ove tačke gledišta, ostaje u EC 2, ali bez upotrebe termina „pomerljiv - nepomerljiv“.

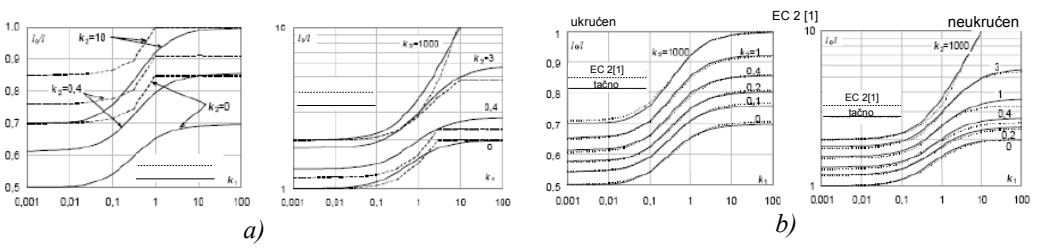
2. EFEKTIVNA DUŽINA IZVIJANJA

2.1 POREKLO NOVOG PREDLOGA

Izrazi za određivanje efektivne dužine u verziji ENV-a su uzeti iz predloga Velike Britanije, (uključeni u ENV i u ranije verzije EN-a). Nađeno je da su oni u nekim slučajevima veoma konzervativni, te da daju i do 40 % premašivanja procene efektivne dužine za ukrućene elemente, odnosno da nisu na strani sigurnosti u drugim slučajevima, dajući do 20% umanjene procene za efektivnu dužinu neukrućenih elemenata.

Tvrdilo se da je konzervativnost (umerenost) bila namerna i promišljena, u cilju pokrivanja odredjenih neželjenih nelinearnih efekata. Efektivna dužina je po definiciji zasnovana na linearnom ponašanju; postojeći modeli su usmereni ka davanju tačnih predviđanja u skladu sa definicijom, bez uključivanja skrivenih dopuštanja za moguće nepoželjne efekte. Umesto toga, ovi efekti su eksplicitno navedeni u poglavljima 5.8.3.2 i 5.8.7.2 [1] . Novim izrazima se takođe izbegavaju nebezbedne procene, kao što je to slučaj kod neukrućenih elemenata u prethodnim izrazima.

Slike 1 *a*) i b) pokazuju poređenje između tačnog numeričkog proračuna u skladu sa definicijom efektivne dužine i procene prema verziji ENV, (Slika 1 *a*) i konačne verzije EC 2, (Slika 1 b).

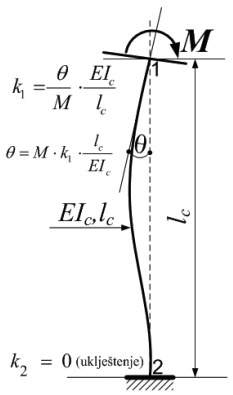


Slika 1. a) - *Efektivna dužina prema tačnom i uprošćenom proračunu prema ENV, b*) - *efektivna dužina prema tačnom i uprošćenom metodu prema EC 2*

2.2 EFEKTIVNA DUŽINA IZDVOJENIH ARMIRANOBETONSKIH STUBOVA PREMA STANDARDU EC 2

Postojeći *k*-faktori su definisani na drugačiji način u poređenju sa korespodentnim faktorima u verziji ENV i nazvani su k_1 i k_2, kako bi se izbegla konfuzija sa prethodnim faktorima k_a i k_b. Aktuelni *k*-faktori izražavaju relativnu elastičnost uklještenja koje sprečava rotaciju na krajevima elementa, prema definicijama na Slici 2 *a*) i Slici 2 *b*). Ovako definisani faktori su primenljivi na različite tipove

elastičnog uklještenja, kao na primer kod greda sa različitim graničnim uslovima, kod fleksibilnih temelja i dr.



a)

	ENV[2].	EC 2[1].
EI_b, l_b a,1 / EI_c, l_c / b,2	$k_a = \frac{EI_c / l_c}{EI_b / l_b}$	$k_1 = \frac{EI_c / l_c}{4EI_b / l_b}$
	$k_b = 0$	$k_2 = 0$
EI_b, l_b a,1 / EI_c, l_c / b,2	$k_a = \frac{EI_c / l_c}{EI_b / l_b}$	$k_1 = \frac{EI_c / l_c}{3EI_b / l_b}$
	$k_b = \infty$	$k_2 = \infty$

b)

Slika 2 - a) Definicija faktora krutosti k prema EC 2 , b) Poređenje različitih definicija k-faktora; prema ENV i EC 2

U drugoj verziji uvedeni su novi izrazi (1) i (2) za efektivnu dužinu izolovanih elemenata u ramovima. Izvedeni su da bi dali tačne procene, a zasnovani na definiciji efektivne dužine u 5.8.1. [1], ovi izrazi zamenjuju Sl. 4.27, kao i izraze (5.22) i (5.23) u ENV [2]

Za pritisnute elemente u geometrijski pravilnim ramovskim konstrukcijama kriterijum vitkosti treba proveriti sa efektivnom dužinom l_o, određenom na sledeći način:

- za ukrućene elemente:

$$l_0 = 0{,}5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0{,}45 + k_2}\right)}, \tag{1}$$

- za neukrućene elemente usvaja se veća od dve vrednosti :

$$l_0 = l \cdot \max\left\{\sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} \;;\; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right., \tag{2}$$

gde je:

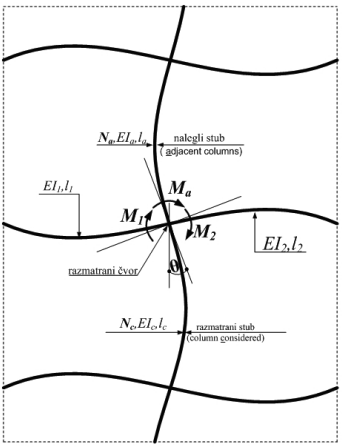
k_1, k_2 – relativna elastičnost uklještenja koja sprečavaju rotaciju na krajevima elementa 1 i 2; $k=(\theta/M)\cdot(EI/l)$,

θ – rotacija elastičnog uklještenja usled momenta savijanja M,

EI – krutost na savijanje pritisnutog elementa,

l – čista visina pritisnutog elementa između uklještenih krajeva.

Po definiciji je $k=0$ teorijska granica za kruto rotaciono uklještenje, a $k=\infty$ predstavlja granicu kada uopšte nema uklještenja. Obzirom da potpuno kruto uklještenje u realnim konstrukcijama praktično ne postoji, za k_1 i k_2 se preporučuje kao minimalna vrednost 0,1.



Slika 3 - Ilustracija razmatranog čvora sa priključnim elementima

Ukoliko susedni pritisnuti element (stub) u čvoru realno doprinosi rotaciji posmatranog elementa pri izvijanju, vrednost (EI/l) u izrazu za k treba da se zameni sa (3), gde a i c označavaju pritisnuti element (stub) ispod i iznad čvora, Slika 3. Ovo će zavisiti od veličine aksijalne sile u susednom stubu. Ako oba stuba vezana za posmatrani čvor dostignu svoje opterećenje na izvijanje u isto vreme (pod proporcionalnim uvećanjem opterećenja), oba će morati da dele ograničenje koje potiče od drugih vezanih elemenata (greda) i faktor k će tada biti definisan kao (3). U suprotnom slučaju, kada susedni stub ima relativno malo aksijalno opterećenje, on se može uključiti među elemente koji doprinose rotaciji posmatranog elementa pri izvijanju prema (4):

$$k = \frac{\theta}{M} \cdot \left[\frac{EI_a}{l_a} + \frac{EI_c}{l_c} \right], \tag{3}$$

$$k = \frac{\theta}{M_1 + M_2 + \ldots + (1-\alpha) \cdot M_a} \cdot \left(\alpha \cdot \frac{EI_a}{I_a} + \frac{EI_c}{I_c} \right), \tag{4}$$

gde je:

M_1, $M_{2...}$ − momenti savijanja u gredama 1,2,...

M_a − momenat savijanja u sledećem stubu izračunat bez uzimanja u obzir aksijalne sile N_a,

$\alpha = N_a / N_{Ba}$,

N_a − aksijana sila na sledećem stubu

N_{Ba} − izvijanje sledećeg stuba (može biti proračunato aproksimativno, npr. uzimanjem u obzir samo horizonatnih članova koji su pozicionirani kao sledeći do čvorova).

Kada se definišu efektivne dužine, krutost elemenata koji obezbeđuju uklještenja treba da se odredi uzimajući u obzir prsline, ukoliko se ne može pokazati da ti elementi rade u fazi bez prslina.

3.ZAKLJUČAK

Svi vodeći svetski standardi predviđaju analizu uticaja drugog reda, pod određenim uslovima, na izolovanim AB elementima. Pri analizi uticaja drugog reda na izolovanim stubovima prvo se mora odrediti efektivna dužina. Od tačnosti ovog parametra u mnogome zavisi dalji tok i tačnost proračuna.

Predstandard ENV[2] je ostavio brojne nedoumice, a za ne mali broj praktičnih problema projektant je bio upućen na opšte metode. Objavljivanjem standarda Evrokoda 2 [1] , uvedene su brojne novine u proračun betonskih elemenata i konstrukcija uopšte, pa i u oblasti vitkih elemenata. Proračun vitkih elemenata je znatno preciznije definisan, iako su dalja detaljnija uputstva još uvek neophodna.

Izrazi za odrđivanje efektivne dužine u verziji ENV-a su bili preuzeti iz predloga Velike Britanije. Nađeno je da su oni u nekim slučajevima veoma konzervativni, te da daju i do 40 % premašivanja procene efektivne dužine za ukrućene elemente, odnosno da nisu na strani sigurnosti u drugim slučajevima, dajući do 20% umanjene procene za efektivnu dužinu neukrućenih elemenata.

U standardu EC 2 [1] uvedeni su novi izrazi za određivanje efektivne dužine izolovanih elemenata u geometrijski pravilnim ramovskim konstrukcijama . Izvedeni su da bi dali tačne procene, a zasnovani na definiciji efektivne dužine. Novim izrazima se izbegavaju nebezbedne procene, kao što je to bio slučaj kod neukrućenih elemenata u prethodnim izrazima.

LITERATURA

[1] EN 1992-1-1:2004: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): Proračun betonskih konstrukcija-Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Građevinski fakultet, Beograd 2006.

[2] EN 1992-1-1: (Evrokod 2, Eurocode 2- EC2): Proračun betonskih konstrukcija-Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade, Građevinski fakultet, Beograd 1994.

[3] On column slenderness limits / J. Hellesland // Mechanics Division, University of Oslo, 1999-05-28.

[4] Granična stanja nosivosti vitkih armirano betonskih stubova i ramova, Prilog 2.7/ V. Alendar, A. Pavić, Beton i armirani beton, Knjiga 2, Beograd, 1991.

[5] Granična nosivost vitkih armiranobetonskih stubova / Z.Brujić // Građevinski kalendar,str.104-159, UDK:624.4.012.35.075.2, 2010. Beograd,

[6] Analiza uticaja drugog reda armirano betonskih elemenata sa aksijalnom silom pritiska prema EC 2/ A. Ristovski, P. Čolić // Časopis Izgradnja, ISSN 0350-5421, 2007. Beograd, Br. 7-8.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Zoran Brujić[1]

OPTIMALNO DIMENZIONISANJE JEDNOOSNO SAVIJANIH PRAVOUGAONIH AB PRESEKA PREMA EVROKODU 2

Rezime:

U radu su analizirani postupci optimalnog dimenzionisanja pravougaonih AB jednoosno savijanih poprečnih preseka u smislu minimalnog utroška čelika za armiranje. Pri tome, razmatran je kompletan domen mogućih spoljašnjih uticaja, a proračun je zasnovan na odredbama datim u Evrokodu 2.
Na osnovu sprovedenih numeričkih analiza prepoznati su domeni spoljašnjih uticaja unutar kojih je optimalno armiranje definisano jednoznačnim proračunskim kriterijumom, definisane su granice domena i izvedeni izrazi za određivanje optimalnih količina armatura u preseku.

Ključne reči: armiranobetonski preseci, pravougaoni preseci, jednoosno savijanje, optimalno dimenzionisanje, Evrokod 2, praktični proračun.

OPTIMAL DESIGN OF RECTANGULAR RC SECTIONS SUBJECTED TO UNI-AXIAL BENDING

Summary:

Optimal, in sense of minimal consumption of reinforcement, design of rectangular RC sections subjected to uni-axial bending is analyzed along whole domain of possible external forces, while design completely corresponds to Eurocode 2 provisions.
Based on the results of numerical analyses performed, domains of external forces for which optimal design is defined by unique design criterion are recognized, domains' boundaries are determined and algebraic expressions for optimal reinforcement amounts determination are derived.

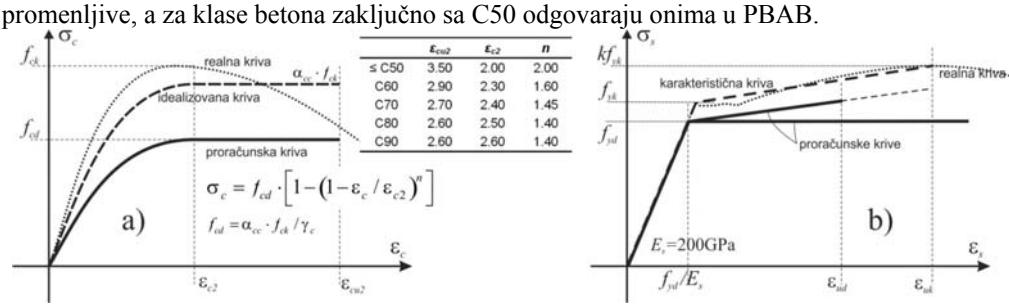
Keywords: reinforced concrete sections, rectangular sections, uni-axial bending, optimal design, Eurocode 2, practical design.

[1] Dr, Docent, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

1 OSNOVI PRORAČUNA I FORMULACIJA PROBLEMA

Principi proračuna graničnog stanja nosivosti jednoosno savijanog preseka prema Evrokodu odgovaraju poznatim iz PBAB: linearna promena dilatacija po visini, nulta nosivost betona na zatezanje, poznavanje računskih relacija napon-dilatacije za beton i čelik i definicija graničnih dilatacionih linija – stanja dilatacija kojima je određeno granično stanje loma.

Najopštiji proračunski oblik ***naponsko-dilatacijske zavisnosti za beton*** je dat u obliku dijagrama „parabola + prava“ (Slika 1, levo). Proračunska vrednost čvrstoće betona na pritisak, f_{cd}, se određuje dvostrukom redukcijom karakteristične, f_{ck}: parcijalnim koeficijentom sigurnosti za beton, γ_c, zavisnim od vrste kombinacije opterećenja (1.50 za stalne i prolazne proračunske situacije, 1.20 za incidentne) i koeficijentom α_{cc} kojim se, uz brojne nedoumice, nastoje proračunski obuhvatiti uticaji dugotrajnog dejstva na pritisnu čvrstoću, ali i nepovoljni efekti načina apliciranja opterećenja, a koji se definiše nacionalnim aneksom u intervalu 0.8 do 1.0 (uobičajeno 0.85 ili 1.0). Eksponent n, kao i granične vrednosti dilatacija ε_{c2} i ε_{cu2} su promenljive, a za klase betona zaključno sa C50 odgovaraju onima u PBAB.



	ε_{cu2}	ε_{c2}	n
≤ C50	3.50	2.00	2.00
C60	2.90	2.30	1.60
C70	2.70	2.40	1.45
C80	2.60	2.50	1.40
C90	2.60	2.60	1.40

$$\sigma_c = f_{cd}\cdot\left[1-\left(1-\varepsilon_c/\varepsilon_{c2}\right)^n\right]$$

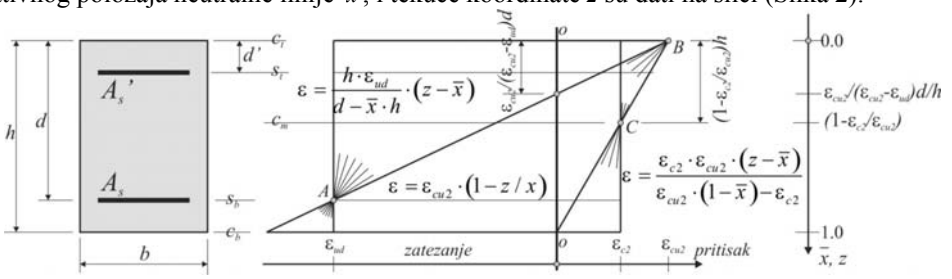
$$f_{cd}=\alpha_{cc}\cdot f_{ck}/\gamma_c$$

Slika 1 Konstitutivne zavisnosti za beton i čelik

Proračunski oblik ***naponsko-dilatacijske veze za čelik*** za armiranje, u Evrokodu, dat je bilinearnom zavisnošću, pri čemu postoji mogućnost izbora između zavisnosti sa rastućom gornjom granom, kada je maksimalna dilatacija koja odgovara zatezanju ograničena na vrednost ε_{ud} (preporučena vrednost je $0.9\varepsilon_{uk}$), i sa horizontalnom gornjom granom kada nema ograničenja dilatacije. Pri tome, karakteristike zavisnosti sa rastućom gornjom granom su zavisne od klase duktilnosti čelika za armiranje, kojom je određena minimalna vrednost k, kao i minimalna dilatacija ε_{uk}. Iako je očigledno da ova zavisnost vodi ekonomičnijim rešenjima (manjoj potrebnoj količini armature), praktična „korist“ je ostvariva samo u retkim situacijama. Zato, da bi se proračun zadržao u granicama prihvatljive složenosti, može se preporučiti primena zavisnosti sa horizontalnom gornjom granom (u svim analizama opisanim ovim radom koristi se ovaj oblik zavisnosti). Parcijalni koeficijent sigurnosti za materijal – čelik – ima vrednost 1.15 za stalne i prolazne proračunske situacije, a 1.0 za incidentne.

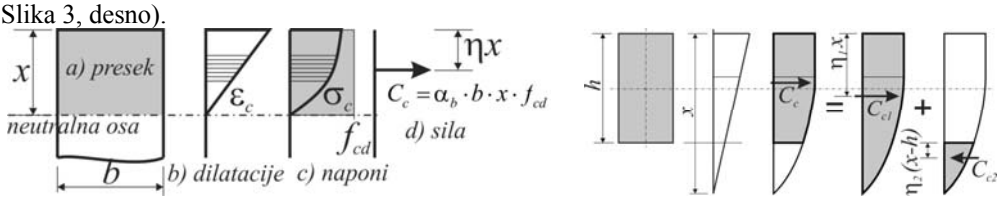
Granično stanje nosivosti preseka je definisano dilatacijski na način kojim se podrazumeva da je presek u graničnom stanju onda kada je dostignuta bar jedna od karakterističnih dilatacija. Osim maksimalne dilatacije zategnutog čelika za armiranje (ε_{ud}) i maksimalne dilatacije pritisnutog betona (ε_{cu2}), karakterističnom dilatacijom se javlja i ona predstavljena tačkom C na slici, kojom se obezbeđuje da maksimalna dilatacija pritisnutog betona bude manja od ε_{cu2} u situacijama kada je ceo presek pritisnut. Konačno, presek je u graničnom stanju nosivosti ukoliko dilataciona linija prolazi bar kroz jednu od tačaka A, B ili C obeleženih i objašnjenih

na slici (Slika 2). Iako izabrani proračunski oblik σ–ε veze za čelik nema ograničenje po pitanju dilatacije ε_{ud}, proračunski će se pokazati pogodno (a, bez uticaja na rezultat) usvojiti je i u ovom slučaju, radi „pokrivanja“ slučajeva zategnutih preseka u fazi malog ekscentriciteta. ***Granične dilatacione linije*** su takve da svakoj jednoznačno odgovara položaj neutralne linije. Ovim, granično stanje dilatacija je određeno jednim parametrom – položajem neutralne linije – koji može, načelno, da, po visini preseka, bude lociran bilo gde u intervalu od -∞ (uniformno stanje dilatacija na strani zatezanja) do +∞ (uniformno stanje na strani pritiska). Ukoliko se vertikalna osa postavi tako da nulu ima na gornjoj ivici preseka, izrazi za dilataciju u funkciji relativnog položaja neutralne linije $\bar{x}$, i tekuće koordinate z su dati na slici (Slika 2).



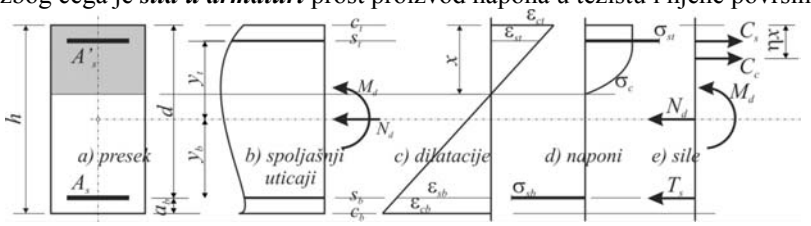
Slika 2 Granične dilatacione linije

Kako je širina preseka, *b,* konstantna sa visinom, to se rezultantna ***sila u betonu***, C_c, određuje integracijom napona po pravougaonoj površi širine b, a može se predstaviti preko koeficijenta punoće naponskog dijagrama, α_b na poznat način, dok se njen položaj može odrediti poznavanjem koeficijenta položaja η (Slika 3, levo). Izrazi kojima se određuju α_b i η odgovaraju onima u PBAB, kada je o klasama betona zaključno sa C50 reč. Za više klase postaju izuzetno obimni zbog čega izostaju u ovom tekstu. Za položaje neutralne linije za koje je ceo presek pritisnut ($x > 1$), sila u betonu može biti određena prikazanom superpozicijom (Slika 3, desno).



Slika 3 Rezultantna sila pritiska u betonu i mogućnost njenog određivanja za x > 1

Uobičajena i opravdana aproksimacija je zanemarenje promene dilatacija po visini armature, zbog čega je ***sila u armaturi*** prost proizvod napona u težištu i njene površine.



Slika 4 Ravnoteža spoljašnjih i unutrašnjih sila

U poprečnom preseku (Slika 4) se pod dejstvom spoljašnjih faktorisanih uticaja (N_d, M_d) razvija određeno stanje dilatacija (slika c), kojem jednoznačno odgovara naponska slika (slika

d). Integracija napona po odgovarajućim površinama vodi unutrašnjim silama (C_c, C_s, T_s) koje uravnotežuju spoljašnje. Sve sile na slici su prikazane usvojenim pozitivnim smerovima. Uz uslov da je stanje dilatacija granično, broj nepoznatih veličina je tri (položaj neutralne linije x i nepoznate količine armature A_s i A_s'), a broj ***uslova ravnoteže*** sila je dva. Pretpostavljenom stanju graničnih dilatacija (pretpostavljenom položaju neutralne linije) odgovara jedan par količina donje i gornje armature. Pogodan način za njihovo određivanje je postavljanje dva momentna uslova ravnoteže u odnosu na tačke preseka u težištu armatura. Na ovaj način se formira sistem dve nezavisne jednačine sa po jednom nepoznatom silom u armaturi, C_s i T_s:

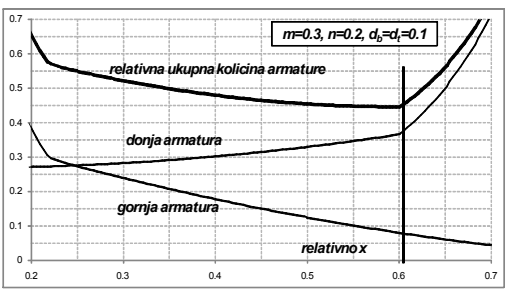
$$M_d + N_d \cdot y_b = C_s \cdot (y_b + y_t) + C_c \cdot (d - \eta x) = C_s \cdot z_s + C_c \cdot z \quad (1)$$

$$M_d - N_d \cdot y_t = C_c \cdot (\eta x - a_t) - T_s \cdot (y_b + y_t) = C_c \cdot z' - T_s \cdot z_s \quad (2)$$

Pogodno je sve veličine relativizovati kako bi se eliminisao uticaj dimenzija preseka, a za klase betona do C50 i klase betona: sile – maksimalnom silom centrično pritisnutog betonskog preseka ($b \cdot h \cdot f_{cd}$), a sve dužine po visini – visinom h ($\bar{\mu}$ – mehanički koeficijent armiranja):

$$A_s \cdot f_{yd} \rightarrow \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \mu \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \bar{\mu}\,,\ M_d \rightarrow m = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}\,,\ N_d \rightarrow \mathrm{n} = \frac{M_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}}\,,\ C_c \rightarrow \alpha_b \cdot x \quad (3)$$

$$x \rightarrow x / h \;\square\; x\,,\ d \rightarrow d / h \;\square\; d\,,\ y_b \rightarrow y_b / h \;\square\; y_b\,,\ A_s \rightarrow A_s / (b \cdot h) = \mu_{bot} \ldots \quad (4)$$



Slika 5 Promena ukupne količine armature sa promenom položaja neutralne linije

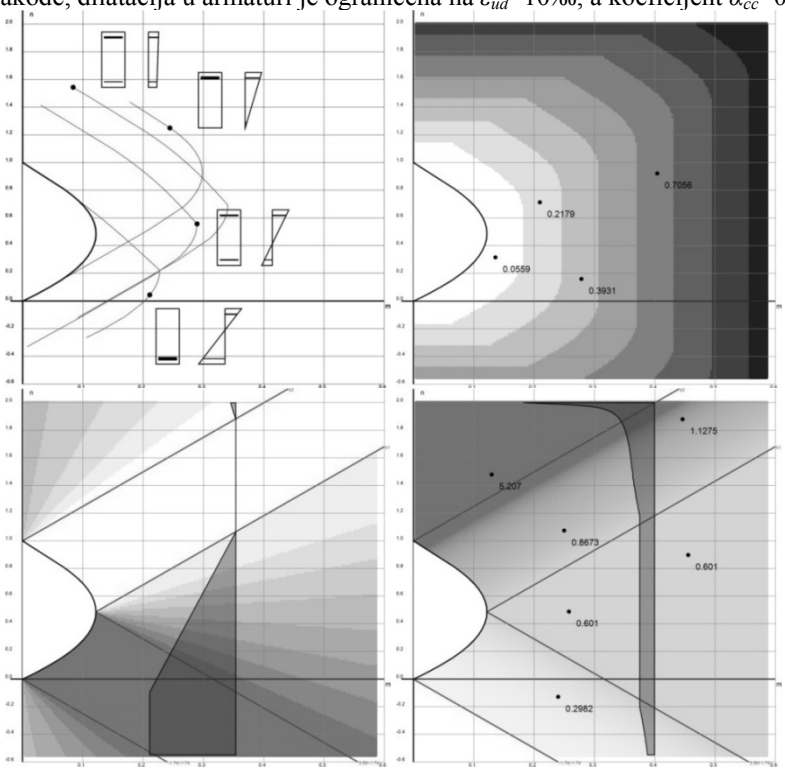
Načelno, svakom položaju odgovara par količina armatura (istina, samo u određenom intervalu ove količine su pozitivne). Primera radi, za jedan pravougaoni presek sa spoljašnjim relativnim uticajima m=0.3 i n=0.2, interval pozitivnih armatura je $x \in 0.14 \div 0.90$, a promena ukupne i pojedinih armatura je data na dijagramu (Slika 5). Ako se kao dodatni ***uslov*** postavi ***minimum ukupne količine armature*** u preseku (optimalno rešenje), zadatak postaje jednoznačno rešiv: variranjem, traži se onaj položaj x koji rezultuje minimumom ukupne armature u preseku. Na istom dijagramu obeležena je tačka minimuma.

2 DOMENI OPTIMALNOG DIMENZIONISANJA

Za potrebe ovog istraživanja analizirano je optimalno, saglasno postavljenom kriterijumu, armiranje pravougaonog preseka na celom domenu spoljašnjih uticaja m–n (analizirani domen, u relativnom smislu, obuhvata interval po momentu savijanja od 0 do 0.6, a po aksijalnoj sili od -0.6 do 2.0). Za svaki par uticaja određeno je dilataciono granično stanje (položaj neutralne linije), koje rezultira minimalnim zbirom donje i gornje armature (*optimalno stanje*), te sve veličine koje ovom stanju odgovaraju.

Ilustracije radi (Slika 6a), za četiri proizvoljno izabrane tačke na m-n domenu, prikazane su granične dilatacione linije optimalnog stanja, kao i potreba za donjom i gornjom armaturom,

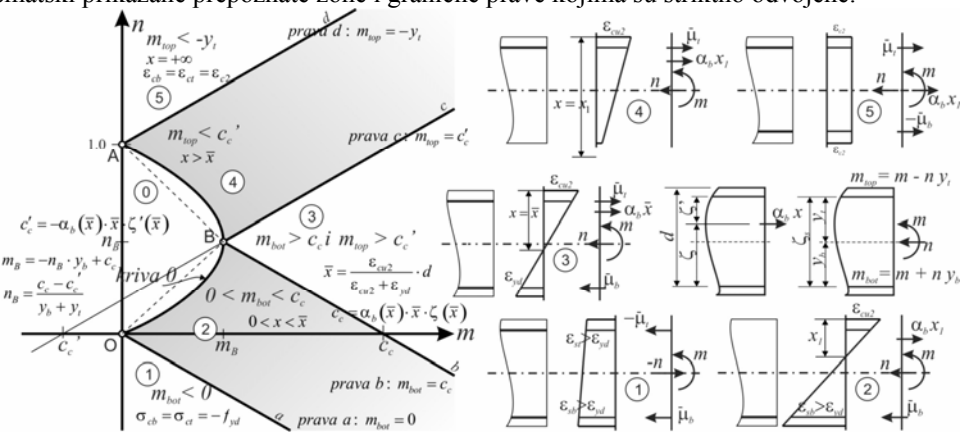
odnosno njihov odnos. Paralelno, za svaku od četiri tačke iscrtan je i interakcioni dijagram (na polju *m-n* spaja sve tačke jednake potrebe za armaturom, za jedan odnos armiranja) koji odgovara optimalnom stanju i rezultujućoj armaturi (količini i odnosu). Ovaj dijagram je, kao i naredni, dat za pravougaoni presek kod kojeg su armature od bližih ivica udaljene deseti deo visine, a usvojena je klasa betona C40, granica razvlačenja čelika od 400MPa, te parcijalni koeficijenti za materijal koji odgovaraju stalnim i prolaznim proračunskim situacijama (γ_c=1.5, γ_s=1.15). Takođe, dilatacija u armaturi je ograničena na ε_{ud}=10‰, a koeficijent α_{cc}=0.85.



Slika 6 Grafički prikaz rezultata analize

Na drugoj slici (Slika 6b), nijansama sive boje prikazana je „koncentrična“ promena ukupne potrebe za armaturom na analiziranom domenu uticaja. Treba imati na umu da su kod ovog dijagrama učešća pojedinih armatura promenljiva. Zato je na slici c data promena učešća donje armature u ukupnoj (tamna boja – samo donja armatura, bela boja – samo gornja armatura). Primetne su zone jednostrukog armiranja, te, pokazano presekom kroz površ, linearan karakter promene učešća armature u zoni između ovih zona (ipak, ova linearnost se gubi sa porastom granice razvlačenja čelika). Zone jednostrukog armiranja razmatrani domen uticaja dele na ukupno pet karakterističnih zona. Počev sa strane zatezanja, prva zona ① odgovara zategnutim presecima i karakteriše se dvostrukim armiranjem, druga ② je zona jednostrukog armiranja donjom armaturom, sledi „zrakasta“ zona ③ u kojoj, sa porastom aksijalne sile, opada učešće donje, nauštrb gornje, armature, zatim zona jednostrukog armiranja ④ gornjom armaturom i poslednja, zona velikog pritiska ⑤ sa opet dvostruko optimalno armiranim presecima. Nabrojane zone su odvojene pravim granicama koje su prikazane na

slikama c i d. Na slici d je, paralelno, nijansama sive boje data promena optimalnog dilatacionog stanja preko promene položaja neutralne linije – *x*. Dijagram se karakteriše konstantnom vrednošću *x* u celoj trećoj zoni (videti iscrtani presek kroz površ) i, logično, njegovim padom na strani zatezanja i rastom na strani pritiska. Na narednoj skici (Slika 7) su shematski prikazane prepoznate zone i granične prave kojima su striktno odvojene.

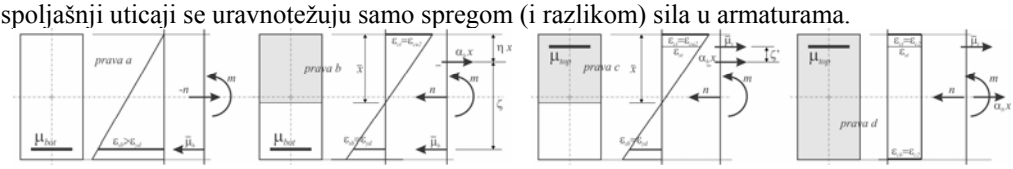


Slika 7 Zone optimalnog armiranja

Zona jednostrukog armiranja donjom armaturom ② je sa donje strane ograničena ***pravom a***, koja predstavlja fizički uslov mogućnosti jednostrukog armiranja preseka (Slika 8a; sve veličine su prikazane relativizovane). Sa porastom spoljašnje sile zatezanja (za konstantan momenat, na primer) dilatacija u pritisnutom betonu se smanjuje do nulte vrednosti, kada jedina unutrašnja sila ostaje sila u donjoj armaturi. Spoljašnji uticaji sada mogu biti uravnoteženi samo ukoliko su u odnosu kojim ne prave momenat u odnosu na vlakno u težištu armature, čime je i jednačina prave određena:

$$m_{bot} = m + n \cdot y_b = 0 \;\Rightarrow\; m = -n \cdot y_b \text{, ili } m_{bot} = 0 \;\; \textit{... prava a.} \tag{5}$$

U zoni ispod ove prave, ①, presek mora biti dvostruko armiran, ceo presek je zategnut, a spoljašnji uticaji se uravnotežuju samo spregom (i razlikom) sila u armaturama.



Slika 8 Dilataciona stanja i načini armiranja odgovarajući karakterističnim pravcima

Od *prave a*, porast normalne sile (ka pritisku) vodi jednostrukom armiranju sa dilatacijom gornjeg vlakna na strani pritiska, koja dostiže graničnu vrednost (ε_{cu2}) relativno brzo, kada je usvojeno ograničenje dilatacija u zategnutoj armaturi, ili odmah, kada nije. Rast normalne sile je praćen padom dilatacija zatezanja u armaturi sve do trenutka dostizanja dilatacije na granici razvlačenja. Dalji pad dilatacija u armaturi bi rezultovao nepotpunim iskorišćenjem nosivosti, zbog čega je optimalno njeno zadržavanje na ovoj vrednosti dodavanjem pritisnute armature. Ovim je definisan i uslov za ***pravu b*** – granično stanje kod kog je dilatacija zategnute armature baš ε_{yd}, a gornjeg vlakna ε_{cu2} (Slika 8b):

$$\bar{x} = \varepsilon_{cu2} \cdot d / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}) \text{ , } \varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \text{ ,} \tag{6}$$

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Branislav B.Pavićević[1], *Irfan Tahirović*[2]

UPOREDNA ANALIZA NOSIVOSTI TRNOVA PO JUS-U I EVROKODU 5 (EC 5)

Rezime:

Ovaj rad obrađuje uporednu analizu nastavka drvo-drvo sa drvenim podvezicama i nosivost dvosječnih štapastih spojnih sredstava (zavrtnjevi), usled sile zatezanja, urađenu prema Evrokodu5 (EC5), sa vrijednostima dobijenim i usvojenim, po propisima JUS-a. Ovom analizom se pokušalo, na jednom primjeru veze donjeg pojasa rešetkastog nosača sa silom zatezanja, veze drvo-drvo sa drvenim podvezicama, dati jasniju sliku, uporedivosti važećih propisa i Evrokoda 5, koji treba u najskorije vrijeme da se uvede kao nacionalni dokument. Istovremeno bi poslužilo i kao primjer za lakši prelazak na proračun veze nastavka i nosivosti štapastih spojnih sredstava upravno na osu štapa.

Ključne riječi:nosivost, štapasta spojna sredstva, stepen iskorišćenosti presjeka, zavrtnjevi.

COMPARATIVE ANALYSIS OF TAPS´ CARRYING CAPACITY BY JUS CODES AND EUROCODE 5 (EC 5)

Abstract:

This paper treats comparative analysis of extension wood-wood with wooden suspender and carrying capacity of double-cutting sticky connecting links (screws), due to clamping power done according to Eurocode 5 (EC 5), with values given and adopted by JUS codes. With this analysis I tried, on one example of link between subjacten belt of gancellated porter with clamping power, link wood-wood with wooden suspender, to give a clearer picture to comparation between runnong norms and Eurocode5, which have to be introduced as a national document in most recent period. At the same time it would served as an example for the easier transition to the calculation of link extension and carrying capacity of sticky connetcting link perpendicularly on center line sticking.

Key words: carrying capacity, sticky connecting links, grade utilization line of defection.

[1] Mr Branislav B. Pavićević, dipl. ing. građ.,JU Građevinsko-geodetska škola,,Inž. Marko Radeić“u Podgorici,ul. Vasa Raičkovića 26, e-mail; pbrano@t-com.me.

[2] Saradnk, Irfan Tahirović,dipl.ing.građ., Agencija za investicije-SO Rožaje, Karavanski put b.b., e-mail; irfan701970@hotmail.com

1 PODACI IZ PROJEKTA PO JUS-U

Nastavak drvenog štapa donjeg pojasa sa drvenim podvezicama, i štapastim spojnim sredstvima. Osnovno (srednje) drvo pojasa, presjeka b/h =12/18cm, a podvezice (bočno drvo) h=18cm, b_1 = 6cm. Drvo je četinarsko II-e klase, sa dopuštenim naponom na zatezanje paralelno vlaknima, od $\sigma_{||,d}$ = 850N/cm², za srednje i $\sigma_{||,d}$ = 550N/cm²,za bočno.

Sračunata zatežujuća sila u štapu donjeg pojasa, drvenog rešetkstog nosača, na mjestu veze, iznosi, Z= 82,32KN (G=38,40, P=43,92). Sračunata širina podvezice b_1 = 5,04cm , usvojeno, b_1 = 6,00cm.

Spojna sredstva – zavrnjevi ;

Za d ≤ h/11= 16,36mm, pa je usvojeno M16; (h=11d=17,6<18cm), k=3800N/cm².

Mjerodavna nosivost jednog zavrtnja iznosi, $N_2 = k \cdot d^2 = 3800 \cdot 1{,}6^2 = 9728N$.

Potreban broj zavrtnjeva iznosi; n=8,46 , usvojeno: 9M16 zavrtnjeva.

Zavrtnjevi su raspoređeni u dva reda po četiri komada, na osovinskom odstojanju od 8cm.,i jedan komad po sredini visine presjeka. na odstojanju od 8cm.

Kontrolom napona, dobijene su vrijednosti:

* za osnovno drvo, $\sigma_{t||}$ =408,33N/cm² <$\sigma_{||,d}$ =850N/cm², što je 48,04%, iskorišćenosti presjeka i
* za bočno drvo, $\sigma_{t||}$ = 306,25N/cm² <$\sigma_{||,d}$ =550N/cm², što je 55,68% ,iskorišćenosti presjeka.

2 PODACI IZ EVROKODA

Analiza opterećenja za stalno opterećenje je vršena na osnovu važećih zapreminskih težina, a opterećenje snijegom i vjetrom, kao promjenljivim opterećenjem, po preporukama Evrokoda 1.

Usvojena je ista geometrija poprečnog presjeka,.

Usvojeno je puno drvo klasa S10/MS10 (dato u Tabeli 3.2.1, str.132)*, II klasa upotrebljivosti (u≤20%), što prema važećoj klasifikaciji odgovara II-oj klasi četinara.

3 PRORAČUN NASTAVKA USLED DEJSTVA SILE ZATEZA-ZANJA PREMA EVROKODU 5

3.1 KARAKTERISTIČNE I PROJEKTNE VRIJEDNOSTI SVOJSTAVA MATERIJALA

Za usvojenu klasu monolitnog drveta S10, (Tabela 3.2.1, str. 132)*, karakteristične vrijednosti svojstava materijala iznose:

$$
\begin{aligned}
&f_{m,o,k} = 24\ N/mm^2 \\
&f_{t,0,k} = 11{,}00\ N/mm^2 \\
&f_{c,0,k} = 21{,}00\ N/mm^2 \\
&f_{c,90,k} = 5{,}00\ N/mm^2 \\
&E_{0,mean,g} = 12500\ N/mm^2 \\
&E_{0,05} = 7400\ N/mm^2 \\
&\rho_k = 380\ kg/m^3
\end{aligned}
\qquad (3.1)
$$

Projektne (računske) vrijednosti svojstava matrijala iznose:

$$f_d = \frac{f_k \cdot k_{\mathrm{mod}}}{\gamma_m} = k_{\mathrm{mod}} \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} \qquad (3.2)$$

NAPOMENA: * Oznake tabela i izraza date u ovom radu su orginalno preuzeti iz LITERATURE pod brojevima „2“ i „3“

k_{mod} - faktor modifikacije svojstava materijala, obzirom na trajanje opterećenja, za monolitno drvo II eksplotacione klase (T 3.1.7, str.51)*, za stalno opterećenje (G) i za promjenljivo opterećenje (Q), iznosi:

$$\left.\begin{array}{ll} k_{\mathrm{mod}}=0{,}60 & (za\,G) \\ k_{\mathrm{mod}}=0{,}90 & (za\,Q) \end{array}\right\} \Rightarrow k_{\mathrm{mod}}=0{,}90 \qquad (3.3)$$

f_k - karakteristično svojstvo materijala (karakteristična čvrstoća [N/mm^2])

γ_m - parcijalni koeficijent sigurnosti za svojstva materijala

Za monolitno drvo iznosi:

- za granična stanja nosi vosti γ_m = 1,3,
- za granična stanja upotrebljivosti γ_m = 1,0.

pa je:

$$f_{t,0,d}=0{,}9\cdot\frac{14{,}00}{1{,}3}=9{,}69\,N/mm^2$$

$$f_{c,0,d}=0{,}9\cdot\frac{21{,}00}{1{,}3}=20{,}08\,N/mm^2 \qquad (3.4)$$

$$f_{c,90,d}=0{,}9\cdot\frac{5{,}00}{1{,}3}=3{,}46\,N/mm^2$$

$$E_{0,mean,g}=11000\,N/mm^2$$

3.2 PRORAČUN NASTAVKA VEZE, DRVO-DRVO, USLED DEJSTVA SILE ZATEZANJA

3.2.1 Granično stanje nosivosti:

Računska vrijednost sile-dejstva (opterećenje veze) iznosi:
$F_d = \gamma_k \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_Q = 1{,}35 \cdot 38{,}40 + 1{,}5 \cdot 43{,}92 = 117{,}72$KN ,
gdje je:
γ_k – parcijalni koeficijenat sigurnosti za stalna dejstva, (T.2.3.2.2,str.44)*
γ_Q – parcijalni koeficijenat sigurnosti za promjenljiva dejstva
G_k – stalno dejstvo
Q_k – promjenljivo dejstvo

Na osnovu (P1), 5.1.2; Zatezanje paralelno vlaknima, naponi treba da zadovolje uslov:
$\sigma_{t,0,d} \le f_{t,0,d}$, (str.63)*

$$\sigma_{t,0,d}=1{,}5\cdot\frac{F_{t,0,d}}{A_{neto}}=1{,}5\cdot\frac{117720}{0{,}8\cdot 43200}=5{,}109\ \mathrm{N/m^2} \qquad (4.2.a)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\le 1{,}00\ ;\ \frac{5{,}109}{9{,}69}=0{,}527<1{,}00 \qquad (4.2.b)$$

Uslov je ispunjen.

3.2.2 Granično stanje upotrebljivosti:

Konačna deformacija u_{fin} usled nekog dejstva, računa se kao:
$u_{fin} = u_{inst}\,(1+k_{def})$, gdje je k_{def} faktor povećanja drformacije sa vrememom, usled

NAPOMENA: * Oznake tabela i izraza date u ovom radu su orginalno preuzeti iz LITERATURE pod brojevima „2“ i „3“

kombinovanog uticaja tečenja i vlažnosti. (T.4.1, str.58)*

pa je: u_{fin} = 3,123(1+0,8) =5,62mm.

3.3 PRORAČUN NOSIVOSTI ZAVRTNJA, USLED DEJSTVA SILE ZATEZANJA

3.3.1 Granično stanje nosivosti:

Računska nosivost dvosječnih spojnih sredstava se sračunava prema izrazu:

$$R_d = \min \begin{cases} f_{h,1,d} t_1 d \\ 0{,}5 f_{h,1,d} t_2 d \, ß \\ 1{,}1 \dfrac{f_{h,1,d} t_1 d}{2+ß} \left[\sqrt{2ß(1+ß) + \dfrac{4ß(2+ß) M_{y,d}}{f_{h,1,d} d t_1^{\,2}}} - ß \right] \\ 1{,}1 \sqrt{\dfrac{2ß}{1+ß}} \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,1,d} d} \end{cases} \qquad (4.3.a)$$

Za mjerodavnu nosivost spojnog sredstva koristi se minimalna dobijena vrijednost $R_{d,min}$, gdje je:

t_1 i t_2 , debljina drvenog elementa ili dubina zabijanja (poglavlje 6.3do6.6)*,

$f_{h,1,d}$, $f_{h,2,d}$, čvrstoća na pritisak po omotaču rupe u t_1 (t_2),

ß, odnos $f_{h,2,d}$/ $f_{h,1,d}$,

d , prečnik(dijametar) spojnog sredstva i

M_y , računski moment tečenja spojnog sredstva.

Računska čvrstoća drveta na pritisak po omotaču rupe iznosi:

$$f_{h,1,d} = f_{h,2,d} = 0{,}082(1\text{-}0{,}01d)\,\rho_k \frac{k_{mod}}{\gamma_m} = 0{,}082(1\text{-}0{,}01\cdot 16)\cdot 380 \cdot \frac{0{,}9}{1{,}3} = 18{,}12 \text{N/cm}^2; \qquad (4.3.b)$$

Računska vrijednost momenta tečenja zavrtnja je:

$$M_{y,d} = \frac{0{,}8 f_{u,k} d^3}{6\gamma_m} = \frac{0{,}8\cdot 360\cdot 16^3}{6\cdot 1{,}1} = 178735 \text{Nmm}, \qquad (4.3.c)$$

pa je konačno:

$$R_d = \min \begin{cases} 8{,}12\cdot 60\cdot 16 = & = 17400 \text{N} \\ 0{,}5\cdot 18{,}12\cdot 120\cdot 16\cdot 1 = & = 17395 \text{N} \\ 1{,}1\cdot \dfrac{18{,}12\cdot 60\cdot 16}{2+1}\cdot \left[\sqrt{2\cdot 1(1+1) + \dfrac{4\cdot 1\cdot (2+1)\cdot 178735}{18{,}20\cdot 16\cdot 60^2}} - 1 \right] & = 18097 \text{N} \\ 1{,}1\cdot \sqrt{\dfrac{2\cdot 1}{1+1}}\cdot \sqrt{2\cdot 178735\cdot 18{,}12\cdot 16} = & = 11198 \text{N} \end{cases} \qquad (4.3.d)$$

Mjerodavna računska vrijednost nosivosti jednog zavrtnja iznosi:

$R_{d,min}$ = 11198N(11,20KN).

Ukupna nosivost veze (svih zavrtnjeva) je:

$R_{d,veze} = 2\cdot R_{d,min}\cdot t_1 = 2\cdot 11{,}20\cdot 6 = 134{,}40\text{KN} > 117{,}72\text{KN}$

3.3.2 Granično stanje upotrebljivosti:

Za veze (čvorove) u kojima su štapasta spojna sredstva, vrijednost početnog modula pomjerljivosti K_{ser}(N/mm) za ravan smicanja po opterećenom spojnom sredstvu treba uzeti iz T.4.2.*

NAPOMENA: * Oznake tabela i izraza date u ovom radu su orginalno preuzeti iz LITERATURE pod brojevima „2“ i „3“

Za veze (čvorove) ostvarene zavrtnjima, elastično početno pomijeranje u_{inst} usled eksploatacionog opterećenja treba uzeti kao:

$u_{inst} = 1mm + F_{ser}/K_{ser}$, / K_{ser} za trnove (T 4.2)/ ; (3.36.a)*

$u_{inst} = 1 + 11198/\rho_k^{1,5} \cdot d/20 = 1+11198/3703,8=3,123mm$

Konačna vrijednost pomijeranja veze sa zavrtnjima „u_{fin}" data je izrazom:

$u_{fin} = 1mm + u_{inst}(1+k_{def})$, gdje je u_{fin} trenutno popuštanje moždanika, (3.36.b)*

pa je: $u_{fin} = 1 + 3,123(1+0,8)=6,62mm$.

4 UPOREDNA ANALIZA

Kao što je u uvodu rečeno, cilj uporedne analize i proračuna nosivosti štapastih spojnih sredstava, je upoređivanje dobijenih rezultata i usvojenih vrijednosti po propisima JUS-a i vrijednostima dobijenih po Evrokodu, kao i način i tok proračuna zavrtnjeva, po Evrokodu 5 (EC5).

Imajući u vidu dva sasvim različita koncepta i pristupa u proračunu konstrukcija, nije jednostavno i precizno ustanoviti koji je od dva načina povoljniji. Ovakva konstatacija nameće uvođenje nove veličine koja omogućava direktno i jednostavno upoređivanje oba postupka. Moguća uporedna veličina bila bi, *iskorišćenost presjeka* ili *stepen iskorišćenja presjeka*.

Iskorišćenost presjeka kod JUS propisa predstavlja iskorišćenost napona, tj. odnos stvarnih vrijednosti napona od uticaja i dopuštenih napona. Kod propisa Evrokoda, iskorišćenost presjeka je odnos (količnik) vrijednosti uticaja i nosivosti.

Stepen iskorišćenosti presjeka dat izrazima: $\sigma_{stv}/\sigma_{doz}$,za JUS, odnosno σ_{stv}/f_d , za Evrokod 5.

Proračun po "starim" (JUS) propisima daje stepen iskorišćenosti 48,04%, a po "novim" (Evrokod) je 52,70%, za osnovno drvo, što predstavlja razliku od 8,8% u korist racionalnosti "novih" propisa. Za bočno drvo je obrnuto, te je iskorišćenost po EC5, 52,7%, a po JUS-u, 55,68%, sa razlikom od 5,4% u korist starih propisa.

Kao što se da lako uočiti, ne postoji značajnija razlika u dobijenim vrijednostima po oba koncepta proračuna i kreće se u granicama od 5,4% do 8,8%, što u prosjeku iznosi 7,15%, u korist Evrokodova.

Očigledno se ne može dati generalni zaključak da su jedni propisi strožiji od drugih, tj. da imaju generalno veći stepen iskorišćenosti.

S obzirom na iskorišćenost presjeka, moguće je smanjenje nekih dimenzija presjeka, a time i smanjenje sopstvene težine nosača, što daje mogućnost povećanja korisnog opterećenja.

5 ZAKLJUČAK

Rad predstavlja postepeno uvođenje novih evropskih propisa (Evrokodovi) u našu inžinjersku praksu, kao i mogući mali doprinos pojašnjenju i jednostavnijoj primjeni Evrokoda u projektovanju konstrukcija od monolitnog drveta, koje se zasniva na konceptu graničnih stanja: granično stanje nosivosti (*Ultimate Limit States - ULS*) i granično stanje upotrebljivosti (*Serviceability Limit States - SLS*).

Nakon izvršenog proračuna po Evrokodu za već usvojene dimenzije poprečnih presjeka po JUS-u, urađena je uporedna analiza rezultata dobijenih po Evrokodu.

Iz svega prethodno rečenog proizilazi da je u ovom radu urađena (izvršena) uporedna analiza dva sasvim različita pristupa proračuna elemenata konstrukcije.

Prvi je po "starim", važećim JUS propisima, odnosno po teoriji dopuštenih napona, na osnovu koga su i usvojene tretirane dimenzije poprečnih presjeka nosača.

Drugi pristup je "novi", koncept graničnih stanja i to:

- granično stanje nosivosti (*Ultimate limit states – ULS*) :

NAPOMENA: * Oznake tabela i izraza date u ovom radu su orginalno preuzeti iz LITERATURE pod brojevima „2" i „3"

- granično stanje upotrebljivosti (*Servicebility limit states – SLS*),

Novi koncept dimenzionisanja prilagođen novim metodama teorije konstrukcija, soft-verskom modeliranju i proračunvanju, metodama ispitivanja i zaštite materijala, treba da bude pretočen u nacionalne propise Crne Gore (tipa ANEKS Evrokodu, odnosno NAD).

Pri proračunu štapastog spojnog sredstva, korišćene su odgovarajuće preporučene karakteristične vrijednosti čvrstoće i krutosti i projektne karakteristične čvrstoće i krutosti.

Projektne karakteristične čvrstoće i krutosti se dobijaju kao odnos karakterističnih vrijednosti čvrstoća i krutosti, i parcijalnog koeficijenta sigurnosti $\gamma_m = 1{,}3$.

Materijal za izradu drvo "niže" klase sa oznakom „S10" prema Evrokodu (Tabela 3.2.1, str. 132)*, što će reći sa nižim karakterističnim a time i nižim projektnim vrijednostima čvrstoća i krutosti materijala, predstavlja po JUS-u četinar II-e klase.

Kontrola graničnog stanja nosivosti urađena je prema: *PRORAČUN DRVENIH KON-STRUKCIJA, DIO 1-1: OPŠTA PRAVILA I PRAVILA ZA PRORAČUN ZGRADA (Novembar 1992)* i *DRAFT prEN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings (December 2003)*.

I ako predmet ovog rada nije bio iskorišćenje nosivosti presjeka i njegove racionalnosti, uporedna analiza je pokazala i numeričku (egzaktnu) vrijednost iskorišćenosti presjeka veze.

Nepostojanje nacionalnih normi i aneksa za Evrokodove, nametnulo je potrebu usvajanja predloženih preporučenih vrijednosti koeficijenata, formula i izraza, koji bi omogućili proračun po Evrokodu, a što bi bila i preporuka za što hitniju primjenu u inženjerskoj praksi.

Imajući u vidu gore navedeno, nameće se potreba izrade nacionalnog aneksa, za Crnu Goru, pa bi izrada primjera ovoga i sličnog tipa bila ne samo poželjna, nego i od velike koristi iženjerima kako u teorijskom tako i u praktičnoj primjeni na realnoj konstrukciji. Istovremeno omogućava lakši prelazak sa postojećih propisa na nove evropske sa posebnim akcentom na Evrokod 5 (EN 5).

LITERATURA

[1] EN 1990: 2002: Evrokod 0: OSNOVE PRORAČUNA KONSTRUKCIJA (April 2002), Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2006.god, 79 strana**;**

[2] ENV 1995-1-1: 1993: Evrokod 5: PRORAČUN DRVENIH KONSTRUKCIJA, DIO1-1: OPŠTA PRAVILA I PRAVILA ZA PRORAČUN ZGRADA (Novembar 1992), Građevinski fakultet Univerziteta u Nišu, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, editor i glavni stručni redaktor: prof.dr Dragoslav Stojić, 1996.god, 200 strana**;**

[3] DRAFT prEN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, Technical Committee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes", CEN, 2003, 123 pages**;**

[4] Milan Gojković, Boško Stevanović, Milorad Komnenović, Sreto Kuzmanović i Drago-slav Stojić: Drvene konstrukcije - JUS standardi,propisi, Evrokod 5, tabele, brojni pimjeri, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2007.god, II izdanje, 678 strana**;**

[5] Milan Gojković: Drvene konstrukcije, treće dopunjeno izdanje, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Naučna knjiga, Beograd, 1989.god, 524 strane**;**

[6] Vojislav Kujundžić: Oblikovanje struktura u lepljenom lameliranom drvetu, IRO „Građevinska knjiga", Beograd, 1983.god, 268 strana**;**

[7] Borislav D. Zakić: Uvod u mehaniku drveta, Fakultet tehničkih nauka Univerziteta Novi Sad, Institut za ispitivanje materijala SR Srbije, Beograd, 1985.god, 371 strana.

NAPOMENA: * Oznake tabela i izraza date u ovom radu su orginalno preuzeti iz LITERATURE pod brojevima „2" i „3"

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Branislav B. Pavićević[1], Veljko B. Vasiljević[2]

EN 1995 – OSNOVE PRORAČUNA DRVENIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

Uvođenje Evrokodova u Crnoj Gori podrazumijeva implementaciju Evropskog standarda **EN1995** ili **EUROCODE EC5**, koji daje osnove za njihov proračun, baziran na tri osnovna načela, koja čine: **sigurnost, upotrebljivost i trajnost konstrukcije.** Evrokod EC5 podrazumijeva , DEO 1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada , DEO 1-2: Dopunska pravila za proračun konstrukcija pri dejstvu požara (*Supplementary rules for structural fire design*) i DEO 2: Mostovi (*Bridges*). Istovremeno, Evrokod EC5 čine opšta pravila za proračun zgrada, Aneksi A, B i C koji su informativni i Aneks D koji je formativan, kao i NAD za EC5(NJemačka).

Ključne riječi: *drvene, sigurnost, upotrebljivost, trajnost, granična stanja, proračun*.

EN 1995-BASIK CALCULATION FOR WOODEN CONSTRUCTION

Summary :

Introduction of Eurocodes in Montenegro includes the implementation of European standards **EN1995 or Eurocode EC5**, which provides the basis for their calculation, based on three basic principles, which include: **security, usability and durability of the construction**. Eurocode EC5 includes, Part 1: General rules and rules for the calculation of buildings, Part 1-2: Supplementary rules for the calculation of constructions in fire effects (Supplementary rules for structural fire design) and Part 2: Bridges (Bridges). At the same time, Eurocode EC 5 make general rules for the calculation of buildings, AnnexesA,B and C which are informative and Annex D, which is formative, as well as NAS for EC 5 (Ger.).

*Key words**:** wooden, security, usability, durability, limit conditions, calculation.*

[1] Mr Branislav B. Pavićević, Dip. ing. građ. JU Građevinsko – geodetska škola „Inž. Marko Radević“ u Podgorici, ul. Vasa Raičkovića 26. e-mail; pbrano@t-com.me.

[2] Saradnik, Veljko B. Vasiljević, dip. ing. građ. Agencija za projektovanje i planiranje Opština Nikšić, e-mail; timing@t-com.me.

1 OPŠTE :

1.1 OSNOVNI ZAHTJEVI I OBLAST PRIMJENE

Osnovni zahtjev Evrokoda 5, podrazumijeva da tretirana konstrukcija mora, istovremeno biti u stanju posjedovanja projektovane nosivosti, upotrebljivosti, trajnosti i preporučene otpornosti od požara. Oštećenje konstrukcije usled udara, eksplozije i sličnih dejstava može biti do stepena proporcionalnosti osnovnog uzroka. Ovi zahtjevi će biti ispunjeni kako samim izborom materijala, odgovarajućim proračunom, propisivanjem kontrole proračuna, proizvodnjom i izvođenjem, konstruisanjem i oblikovanjem detalja, kao i same eksploatacije konstrukcije za odgovarajući vremenski period. Evrokod 5 se primjenjuje za proračun drvenih konstrukcija(rezana ili obla građa, monolitno drvo i lijepljeno lamelirano drvo) i pločastih materijala na bazi drveta spojenih lijepkom ili mehaničkim spojnim sredstvima. Deo ,,1-1“ Evrokoda 5(ne obuhvata proračun mostova) daje generalni pristup proračuna zgrada i drugih građevinskih objekata, a ,,glave 1 i 2“ važe za Evrokodove, osim nekih dodatnih odredaba i zahtjeva za drvene konstrukcije. Pojmovi(terminologija) i oznake predstavljaju osnovni uslov primjene i korišćenja Evrokoda, a samim tim i nacionalnog Aneksa. Kao prvo se nameću Principi i Pravila, kao i njihova razlika.

Principi ,,P“ obuhvataju opšte stavove i definicije za koje nema alternative, kao i zahtjeve i analitičke modele bez alternative(osim ako je posebno navedeno).

Pravila proizilaze iz principa i opšte su prihvaćena pravila, i dozvoljeno je korišćenje alternativnih pravila sa dokazanom saglasnošću sa Principima.

Termini koji se koriste u Evrokodu(ovima) su isti kao i u ostalim Evrokodovima /Građevinski objekat (*Consruction works*), Izvođenje (*Execution*), Konstrukcija (*Structure*), Gra]evinski materijal (*Construction material)* i dr./

U dijelu ,,1-1“ koriste se pojmovi:

- Simetrična šperploča(*Balanced plywood*); spoljašnji slojevi šperploče su po debljini i vrsti simetrični u odnosu na srednju ravan.
- Karakteristična vrijednost (*Characteristic value*); karakteristična vrijednost sa određenom vjerovatnoćom, u najnepovoljnijem slučaju neće biti prekoračena.
  - Štapasto spojno sredstvo(*Dowel*); cilindrični uložak kružnog oblika, ugrađen u predhodno izbušene rupe koji prenosi opterećenja upravno na svoju osu.
  - Uravnotežena vlažnost(*Equilibrium moisture content*); vlažnost pri kojoj drvo niti upija niti gubi vlagu u okolni vazduh.
- Odstupanje (Target size); odnos koji se koristi da označi željenu razmjeru (pri određenoj vlažnosti) i gdje bi odstupanja trebala približno biti oko nule.

  Oznake i indeksi koji se koriste u dijelu,,1-1“ Evrokoda 5 su isti kao i kod ostalih konstrukcija (čelične i sl.), osim onih isključivo vezanih za drvo (V_0-uporedna zapremina i sl.), kao i korekcioni faktori ($k_{mod,}$ k_r i sl.).

Evrokod je usagašen sa ISO standardom ,Evropskim standardom, Nacrtom Evropskih standarda, odgovarajućom literaturom kao i raznim publikacijama,odredbama i dr.

2 OSNOVE PRORAČUNA

2.1 OSNOVNI ZAHTJEVI

Projektovanje, proračun i izgradnja drvenih konstrukcija treba da ispuni odgovarajuće zahtjeve: bude podobna za namijenjeno korišcenje sa propisanom prihvatljivošću, trajnošću eksploatacije i cijenom koštanja i sposobnost odgovora na sva dejstva i uticaje, uz odgovarajući stepen pouzdanosti, kako u toku izvođenja tako i korišćenja, sa opravdanošću trajnosti sa troškovima održavanja.

Ovo se postiže pravilnim izborom materijala, proračunom, oblikovanjem i uklapanjem sa preciziranim postupkom kontrole proračuna, proizvodnje, izvođenja i upotrebe objekta.

2.2 DEFINICIJE, KLASIFIKACIJE I DEJSTVA;

Proračun drvenih konstrukcija, se zasniva na konceptu graničnih stanja;

- Granična stanja nosivosti-GSN (*ultimate limit states-ULS),* koje podrazumijeva gubitak ravnoteže konstrukcije ili njenog dijela, loma, gubitka stabilnosti ili nosivosti usled pretjerane deformacije istih, i
- Granična stanja upotrebljivosti-GSU (*serviceability limit states-SLA*), koje podrazumijeva oštećenja završnih obrada objekta od ugiba, kao i vibracije koje izazivaju nelagodnost ljudi, odredjena oštećenja i prihvatljivu funkcionalnu efikasnost.

Proračunske situacije mogu biti:

- stalne (persistent situations), u normalnim uslovima korišćenja konstrukcije,
- prolazne (privremene), (*transient situations*),nastalih u toku izgradnje ili sanacije i
- izuzetne situacije (*accidental situations*), slijeganje oslonaca i sl.

Dejstva na konstrukcije ***(F)*** prema porijeklu, mogu biti **direktna** (*direct action*) (sile i opterećenja) i **indirektna** (*indirect action*) (slijeganje, temperatura, vlaga i sl.) i ubrzanja (zemljotres).

Prema promjenljivošcu u toku vremena javljaju se, **stalna** dejstva na konstrukcije (***G)*** (*permanent actions*) (sopstvena težina, nepokretna oprema,instalacija i sl.), **promjenljiva** dejstva (***Q)*** (*variable actions*) a koja obuhvataju: dugotrajna (stalna korisna opterećenja-uskladišten teret), srednjetrajna (povremena korisna opterećenja), kratkotrajna (vjetar ili snijeg) i trenutna dejstva na konstrukciju (udar, i slično) i incidentna (izuzetna) ***A*** (*accidental actions*).

Prema mogućnosti promjene položaja u prostoru; **fiksna** (nepomjerljiva) (*fixsed actions*) (za konstrukcije veoma osjetljive na promjenu sopstvene težine) i **slobodna** dejstva na konstrukciju (*free sctions*)sa različitom šemom djelovanja (opterećenja snijega, vjetra, korisna pokretna).

Karakteristične vrijednosti opterećenja F_K su obuhvaćene sa ENV 1991 EVROKOD 1 ili drugim propisanim ili dogovorenim standardima. Sopstvena težina konstrukcije se uglavnom sračunava na osnovu srednjih zapreminskih težina nominalnih dimenzija sa karakterističnom vrijednošću (G_K), a za stalna dejstva sa većim odstupanjima i promjenom u toku eksploatacije (predhodno napregnute konstrukcije), postoje dvije vrijednosti, gornja ($G_{k,sup}$) (odgovara fraktilu od 95%) i donja ($G_{k,inf}$=5%) Gaus-ove stati- stičke raspodjele za (G). Za promjenljiva dejstva karakteristična vrijednost (Q_k) se uzima gornja ili donja karakteristična vrijednost ili propisana vrijednost. Za izuzetna dejstva karakteristična vrijednost (A_k) uglavnom odgovara propisanoj vrijednosti. Karakteristična vrijednost (Q_k) je i osnovna vrijednost promjenljvog dejstva.Ostale se dobijaju multiplikacijom faktora ψ_i ($\psi_0 Q_k$-kombinovane vrijednosti, $\psi_1 Q_k$-frekventne vrijednosti i $\psi_0 Q_k$-kvazi-permanentne vrijednosti). Faktori ψ_i su propisani u ENV

1991 Evrokod 1 ili drugim relevantnim standardima. Računska vrijednost dejstava na konstrukciju u opštem obliku je: $F_d = \gamma_F F_k$ ($G_d=\gamma_G G_k$, $Q_d=\gamma_Q Q_k$, $A_d=\gamma_A A_k$), gdje su: $\gamma_F, \gamma_G, \gamma_Q, \gamma_A$ parcijalni koeficijenti sigurnosti za razmatrana dejstva.

Računske vrijednosti uticaja od dejstava (E) (*effects of actions*) predstavljaju odgovore (responses) konstrukcije na dejstva (naponi, deformacije,unutrašnje sile), a određuju se iz proračunskih vrijednosti dejstava, geometrijskih podataka i svojstva materijala:

$E_d = E (F_d , a_d , ...)$, gdje je $a_d = a_{nom.}$ ili $a_d = a_{nom.} + \Delta_a$ (Δ_a dato u odg. odredbama).

Dispozicije opterećenja i slučajevi opterećenja dati su u ENV 1991 Evrokod 1.

2.3 PRORAČUNSKE ZAHTJEVI

Potrebno je dokazati da nijedno relevantno granično stanje nije prekoračeno, razmotriti potrebne slučajeve opterećenja i odgovarajuće proračunske situacije, kao i moguća odstupanja predpostavljenih pravaca i položaja dejstava, i proračune sprovesti uz korišćenje adekvatnih proračunskih modela (modeli moraju biti prihvatljivo precizni da predvide ponašanje konstrukcije uz pouzdanost podataka i kvaliteta izvođenja) koji moraju obuhvatiti sve promjenljive.

2.3.1 Granična stanja nosivosti ;

Treba dokazati slededeće uslove:

- Za granična stanja statičke ravnoteže, ili velikih pomijeranja ili deformacija, važi:
- $E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$; gdje su $E_{d,dst}$ i $E_{d,stb}$ – računski uticaji od destabilizajućih i stabilizajućih dejstava na konstrukciju.
- Za granično stanje loma ili pretjerano velike deformacije presjeka, elementa ili veze:
- $S_d \leq R_d$; (S_d – računska vrijednost unutrašnje sile ili momenta a R_d – odgovarajuća proračunska nosivost),
- Granično stanje prelaza konstrukcije u mehanizam, ne smije se pojaviti dok ne dođe do prekoračenja računskih vrijednosti i
- Granično stanje stabilnosti usled uticaja drugog reda, treba dokazati da do nestabilnosti neće doći do prekoračenja svojih računskih vrijednosti.

Kombinacije dejstava; Treba primijeniti pravila za kombinacije računskih vrijednosti dejstava za svaki slučaj opterećenja, prema tabeli br.2.2.1., i prema izrazima:

Tabela 1.: Proračunske vrijednosti dejstava na kombinacije dejstava

Tabela 2.2.1. Proračunske vrijednosti dejstava na kombinacije dejstava

Proračunska situacija	Stalna dejstva G_d	Promjenljiva dejstva Qd		Izuzetna dejstva A_d
		Promjenljiva dejstva Q_d	Sva ostala	
Trajna prolazna	$\gamma_G G_k$	$\gamma_Q Q_k$	$\psi_0 \gamma_Q Q_k$	-
Izuzetna	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_1 Q_k$	$\psi_2 Q_k$	$\gamma_A A_k$ (ako A_d nije direktno specificirano)

$\sum \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$ – trane i prolazne proračunske situacuje (osnovne kombinacije) (1a)

$\sum \gamma_{GA,j}G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}Q_{k,i}$ – izuzetne proračunske situacuje (1b)

gdje su respektivno : $G_{k,j}$, $Q_{k,j}$ i $Q_{k,1}$ karakteristične vrijednosti stalnih dejstava, jednog ψvrijednost izuzetnog dejstva; $\gamma_{G,j}$, $\gamma_{GA,j}$ i $\gamma_{Q,j}$ parcijalni koeficijenti sigurnosti za stalno dejstvo, za izuzetne proračunske situacije i za promjenljivo dejstvo; i ψ_0, ψ_1 i ψ_2 faktori re- dukcije dati u ENV 1991 Evrokod 1.

Parcijalni koeficijenti sigurnosti za granična stanja nosivosti za dejstva na konstrukcije zgrada su dati u ENV 1991 Evrokod 1 i u (vidi Literatura „2“), te za usvojene vrijednosti γ iz ove tabele, izrazi (1a) i (1b) su dati sledećim izrazima:

$\sum \gamma_{G,j}G_{k,j} + 1,5Q_{k,1}$ -za proračunske situacije sa jednim promjenljivim dejstvom i

$\sum \gamma_{G,j}G_{k,j} + 1,35\sum_{i>1} Q_{k,i}$ -za proračunske situacije sa dva ili više promenljivih dejstava

Parcijalni koeficijenti sigurnosti za svojstva materijala γ_m dati su tabelarno, pa tako za granično stanje nosivosti i za osnovne kombinacije dejstava za drvo i materijal na bazi drveta iznosi γ_m=1,3 a za čelik u vezama γ_m=1,1, a za izuzetne kombinacije dejstava γ_m=1,0

Za granična stanja upotrebljivosti γ_m=1,0.

2.3.2 Granična stanja upotrebljivosti ; -Potrebno je dokazati uslov:

$E_d \leq C_d$ ili $E_d \leq R_d$, gdje su C_d nominalna vrijednost ili funkicija određenih računskih svojstava mterijala na koje se odnose proračunski uticaji od razmatranih dejstava, E_d proračunski uticaj od dejstava određen na osnovu jedne od kombin.: $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i}Q_{k,i}$.

2.4 TRAJNOST

Trajnost drveta i materijala na bazi drveta osim opštih zahtjeva mora ispunjavati i propisane uslove **otpornosti na biološke organizme** (definisane u EN 350-1 i prEN335-3), kao i odgovarajuću prirodnu trajnost prema EN 350-2,ili da budu izloženi zaštitnom tretmanu u skladu sa prEN 351-1 prEN 460, i **otpornost na koroziju** koja se odnosi na metalna spojna sredstva a kako je to dato odgovarajućom tabelom.

2.5 SVOJSTVA MATERIJALA

U drvenim konstrukcijama, svojstva materijala predstavljaju najosjetjiviji i najzahtjevniji segment u svim fazama od obrade pa do same eksploatacije i održavanja.

U tom smislu Evrokod 1 propisuje **parametre čvrstoće i krutosti** (ispitvanja na one vrste uticaja kojima će materijal biti izložen u konstrukciji ili na osnovu upoređivanja sa sličnim ili već poznatih i utvrđenih odnosa različitih svojstava materijala, kao i promjena dimenzi-ja elemenata, odgovara predviđenoj namjeni u toku eksploatacije). **Karakteristične vrijednosti** čvrstoće se definišu kao 5%-ni fraktil statističke raspodjele rezultata ispitivanja uzorka, ravnotežne vlažnosti na temperaturi od 20°C, relativnoj vlažnosti sredine od 65% i trajanju opterećenja od 300s. **Veze između napona i deformacija** su bazirane na linearnoj osnovi, osim u slučaju istovremenog savijanja i pritiska, gdje važi nelinaerna elastoplastična veza. **Računski modeli** su generalno uzevši u domenu linearne analize, osim gdje se može izvršiti preraspodjela opterećenja a time i napona (ramovi i sl.), gdje se može primijeniti elastplastična analiza. **Eksploatacione klase** podrazumijevaju dodijeljene čvrstoće materijala i proračunske deformacije u definsanim uslovima okoline. Postoje, eksploatacione klase 1„„2“i„3“a rangirane

u zavisnosti od okolne vlage u nekoliko nedjelja. **Klase trajanja opterećenja** (date u odgovarajućoj tabeli Evrokoda 5) uzimaju u obzir vrijeme trajanja karakterističnog opterećenja a za primjenu u proračunu i čvrstoće i pomijeranja. **Korekcioni faktor** k_{mod} koji je dat u odgovarajućoj tabeli, a u situacijama kombinacija opterećenja i različitim klasama trajanja opterećenja (uzeti za najkraće trajanje). **Monolitno drvo** mora zadovoljiti zahtjeve kako u pogledu sortiranja, kara- kteristične vrijednosti čvrstoća, krutosti i zapreminskoj masi, dimenzijama građe, tako i zupčaste veze i korekcionog faktora za različite klase eksploatacije i trajanja opterećenja.

Lijepljeno lamelirano drvo mora odgovarati zahtjevima datim u prEN386, sa karakterističnim vrijednostima čvrstoća i krutosti (prEN408, prEN1193 i 1194),dimenzi- jama presjeka prema prEN390; korekcionim faktorima (k_{mod}) i univerzalnim zupčastim spojevima u skladu sa prEN387.

Pločasti materijali (šper-ploče), ploče iverice i vlaknaste ploče (lesonit-ploče) moraju biti u skladu sa odgovarajućim prEN-ovima.

Ljepkovi namijenjeni za konstrukcijsku namjenu moraju odgovarati eksploataciomoj klasi u učekivanom vremenu trajanja konstrukcije a u skladu sa EN301.

3 GRANIČNA STANJA NOSIVOSTI

Odnose se na monolitno i lijepljeno lamelirano drvo sa ispunjenjem propisanih uslova. Ovo podrazumijeva da sračunati naponi tretiranih naprezanja moraju biti ≤ od odgovaraju- ćih čvrstoća. Na primjer, pritisak paralelno vlaknima mora zadovoljiti uslov $\sigma_{c,0,d} \le f_{c,0,d}$ ($\sigma_{c,0,d}$ – sračunati naponi a $f_{c,0,d}$ – čvrstoća na pritisak),kod pritiska pod uglom $\sigma_{c,0,d} \le k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$ ($k_{c,90}$-faktor povećanja usled kratko opterećene dužine a dati u odg. tabeli). Isto važi i kod zatezanja elemenata. Kod savijanja mora biti, $k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$ i $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$ (k_m=0,7 za pravougaoni i k_m=1,0 za ostale presjeke).

Kod smicanja, mora se zadovoljiti $\tau_d \le f_{v,d}$, a kod nosača sa promjenljivom visinom na kra- ju, napon treba sračunati za efektivnu visinu h_e (redukov.), i dokazati da je $\tau_d = 1{,}5V/bh_e \le k_v f_{v,d}$, gdje je k_v =1 za nosače sa zasječenom gornjom stranom,a prema izrazu (5.1.7.2.c i 5.1.7.2.d, str.66, [2]) za zasječenom donjom stranom, a čije su oznake objašnjene u EC5.

Kod torzije napon mora da zadovolji: $\tau_{tor,d} \le f_{v,d}$

Ekscentrično zatezanje i ekscentrični pritisak (sa savijanjem), moraju zadovoljiti uslove $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$; $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$ i $\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$; $\left(\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1$ (3.2), gdje su respektivno: $\sigma_{t,0,d}$, $\sigma_{c,0,d}$,$f_{t,0,d}$ i $f_{c,0,d}$, račun- ski naponi zatezanja i pritiska, kao i računske čvrstoće na zatezanje i pritisak, ‖ vlaknima.

Kod pritisnutih štapova moraju se uzeti u obzir i dodatni uticaji napona od početne imper- fekcije, ekscentriciteta od normalne sile, kao i usled pomijeranja po teoriji II reda, te u ra- čunu ući sa jednakopodijeljenim poprečnim opterećenjem. Relativne vitkosti su definisane;

$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,y}}}$ i $\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,z}}}$, gdje su; $\sigma_{c,crit,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2}$ i $\sigma_{c,crit,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2}$, a λ_y i $\lambda_{rel,y}$, odgovaraju savijanju oko „y“ ose i λ_z i $\lambda_{rel,z}$ oko „z“ ose. Za $\lambda_{rel,y} \le 0{,}5$ i $\lambda_{rel,z} \le 0{,}5$ naponi mo- raju zadovoljiti uslove iz izraza za ekscentrični pritisak („3.2“). U svim ostalim slučajevima

treba biti: $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \leq 1$ i $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \leq 1$, gdje je : $k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$, gdje je: $k_y = 0{,}5\left[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.5) + \lambda_{rel,y}^2\right]$: (analogno za $k_{c,z}$i k_z), a β_c faktor sa početnom imperfekcijom (β_c=0,2 za monolitno i β_c=0,2 za l.lamelirano drvo).

I kod savijenih nosača kao i kod pritisnutih štapova, važi isto za dodatne napone, te se računa sa jednakopodijeljenim opterećenjem. Relativna vitkost za savijanje je definisana:

$\lambda_{rel,y} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}}$, gdje je $\sigma_{m,crit}$ kritična vrijednost napona sračunata po klasičnoj teoriji stabilnosti uz 5%-i fraktil statističke raspodjele karakteristične krutosti.

Naponi trebaju zadovoljiti: $\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$, k_{crit} redukcioni faktor bočnog izvijanja, ko- ji za za nosače sa spriječenim bočnim pomijeranjem i sa viljuškastim oslanjanjem iznosi, k_{crit}=1, a za nosače sa početnom imperfekcijom ima vrijednost po odgovarajućem izrazu.

Kod nosača sa jednostrano nagnutom ivicom u račun se mora uzeti uticaj promjene visine presjeka na napone savijanja ‖ vlaknima. Napone savijanja kada su vlakna ‖ sa jednom od ivica nosača i kada je nagnuta ivica u nagibu $\alpha \leq 10°$,sračunava se po poznatim izrazima uz uslov da je $\sigma_{m,\alpha,d} \leq f_{m,\alpha,d}$, u krajnjim vlaknima nagnute ivice (ivica zategnuta ili pritisnuta). Nosači sa dvostrano nagnutom ivicom u zoni sljemena za napone savijanja, moraju zadovoljiti: $\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d}$, ($k_r$- redukcija čvrstoće usled savijana lamela pri izradi) a sračuna- vaju se: $\sigma_{m,d} = k_l \frac{6M_{ap,d}}{bh^2_{ap}}$, ($h_{ap}$, r, i α su geometrija nosača), a $k_l = k_1 + k_2\left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3\left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4\left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3$; ($k_1$, k_2, k_3 i k_4, -koeficijenti u funkciji tangesa) a k_r=1 (za prave nosače).

U zoni sljemena najveći napon zatezanja upravno na vlakna mora zadovoljiti $\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis}(V_0/V)^2 f_{t,90,d}$, (($k_{dis}$-uticaj raspodjele napona u zoni sljemena i za koljenaste iznosi k_{dis}=1,7 a za ostale k_{dis}=1,4; V_0 uporedna zapremina od 0,01m³ a V zapremina u zoni sljemena- gdje je $V_{max}=2V_b/3$(V_b je ukupna zapremina nosača)). **Nosači složenog presjeka** tipa lijepljenih nosača sa tankim rebrom i „LN“sa tankom flanšom se računaju sa predpostavkom linearne promjene dilatacije po visini poprečnog presjeka nosača, uz zadovoljenje propisanih uslova i analiza. Savijeni nosači sa mehaničkim spojnim sredstvima, osim predpostavke o linearnoj zavisnosti između sila i pomijeranja mora se uzeti pomjerljivost u spojnim ravnima. Pritisnute štapove vezane lijepkom ili meh. spojnim sredstvom računati sa deformacijama nastalih usled pomjerljivosti veza i normalnih sila u štapovima rešetke.U aneksu C su dati proračuni „I“stubovi i dr.

Evrokodom 5 su obuhvaćene konstrukcije rešetkastih nosača, zidane, krovne i međuspratne dijafragme, ramovi u ravni, spregovi i elementi za ukrućenje.

Veze podrazumijevaju nosivost spojnih sredstava na moguće uticaje, sa uzimanjem u obzir nosivosti veze sa većim brojem spojnih sredstava, promjenljivost pravca opterećenja, promjene znaka opterećenja (uzeti $F_{t,d}$+0,5$F_{c,d}$ i obrnuto), raspored, razmak, odstojanje od ivice i sl. Treba usvojiti najmanju računsku vrijednost dobijenu iz odgovarajućih izraza, a sa karakteristikama saglasno standardima EN 26891, EN 28970 i standarda za ispitivanje.

4 GRANIČNA STANJA UPOTREBLJIVOSTI

Kombinacije dejstava (uticaji od aksijalnih i smičućih sila, momenata savijanja i sl., kao i vlažnosti) za granična stanja upotrebljivosti sračunavaju se: $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$.

Konačna deformacija u_{fin} usled dejstva se računa kao: $u_{fin} = u_{inst}(1+k_{def})$, gdje je k_{def}- faktor vremenske deformacije usled tečenja i vlažnosti, a čije su vrijednosti date u odgov. tabeli, a u_{inst}- početna elastična deformacija sračunata iz srednjih vrijednosti odgov.modula krutosti i početnog modula pomerljivosti za GSU (k_{ser} dat u EN26891). Ako je veza sa štapastim spojnim sredstvima, početni modul pomjerljivosti K_{ser} za ravan smicanja po spojnom sred-stvu. Za dva spojna sredstva od različitog materijala, uzeti $\rho_k = \sqrt{\rho_{k,1} \cdot \rho_{k,2}}$, a konačna vrijednost pomijeranja u vezi od elemenata sa različitim karakteristikama tečenja:

$u_{fin} = u_{inst}\sqrt{(1+k_{def,1}) \cdot (1+k_{def,2})}$. Za veze zavrtnjima usled eksploatacionog opterećenja, početno pomijeranje $u_{inst} = 1mm + F/K_{ser}$, a konačno pomijeranje $u_{fin} = 1mm + u_{inst}(1+k_{def})$.

Kod savijenih nosača ukupan ugib ispod linije oslonaca u_{net} iznosi: $u_{net} = u_1 + u_2 - u_0$, gdje je, u_0-predhodno nadvišenje, u_1-od stalnih dejstava i u_2- od promjenljivih dejstava.

Preporučene vrijednosti (bez specijalnih zahtjeva) za početne elastične ugibe, iznose:

$u_{2,inst} \leq L/300$ (za konzole, L/150); L-raspon nosača, a za slučajeve ograničenja ukupnog ugiba u_{fin}, iznose: $u_{2,fin} \leq L/200$ (za konzole, L/100); i $u_{net,fin} \leq L/200$ (za konzole, L/100).

Kod rešetkastih nosača, granične vriednosti važe za ukupan raspon kao i za ugibe pojedinih štapova između čvorova.

Izvođenje i kontrolu u svim fazama proizvodnje, izvođenja i konstruisanja tretiranih konstrukcija,moraju u potpunosti odgovarati principima i važećim standardima.

ANEKS A (informativni)obrađuje određivanje karakterističnih vrijednosti (5%-og fraktila) iz rezultata ispitivanja i kriterijuma za usvajanje uzoraka. ANEKS B (informativni) tretira nosače složenog presjeka spojeni mehaničkim sredstvima, ANEKS C (informativni) tretira pritisnute štapove složenog presjeka i ANEKS D (normativni) tretira proračun rešetkastih nosača sa vezama od nazubljenih metalnih pločica. Predviđeno je da se ovaj Predstandard koristi i u Crnoj Gori sa odgovarajućom nacionalnom dokumentacijom, kao – NAD.

LITERATURA

[1] EN 1990: 2002: Evrokod 0: Osnove proračuna konstrukcija (April 2002), Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, 2006.god, 79 strana**;**

[2] ENV 1995-1-1: 1993: Evrokod 5: Proračun drvenih konstrukcija,Dio1-1: Opšta pravila i pravila za proračun zgrada (Novembar 1992), Građevinski fakultet Univerziteta u Nišu, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, editor i glavni stručni redaktor: prof.dr Dragoslav Stojić, 1996.god, 200 strana**;**

[3] DRAFT prEN 1995-1-1: Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General– Common rules and rules for buildings, Technical Committee CEN/TC 250 „Structural Eurocodes“, CEN, 2003, 123 pages**;**

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Srđan Ranđelović[1], Milan Spremić[2], Marko Pavlović[3], Zlatko Marković[4]

NOSIVOSTI POLUKRUTIH VEZA U SPREGNUTIM KONSTRUKCIJAMA OD ČELIKA I BETONA

Rezime:

U radu su dati opšti pojmovi o spregnutim i polu-krutim vezama. Definisane su komponente spregnutih veza i dati postupci proračuna nosivosti ovih komponenata, koje su dodate u odnosu na čisto čelične veze. Objašnjene su glavne karakteristike spregnutih veza i način njihove klasifikacije. Na kraju je dat uporedni primer proračuna jedne spregnute veze i jedne čelične veze kod koje se armatura iz gornje zone ploče ne uzima u obzir pri određivanju momenta nosivosti i rotacione krutosti veze.

Ključne reči: spregnute konstrukcije, veze, nosivost, rotaciona krutost, klasifikacija

RESISTANCE OF SEMI-RIGID JOINTS IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE STRUCTURES

Summary:

This paper provides a general concept of composite joints and the semi-rigid joints. It defines the components of composite joints and provides a way of calculating the resistance of the joint components, that were added to the basic steel joint components. Also the main characteristics of joint and basic classification are explained. Finally, the worked example has been given on composite joint with the comparative analysis in relation to the steel joint, were the reinforcement at the upper plate zone does not participate in moment resistance and rotational stiffness of joint.

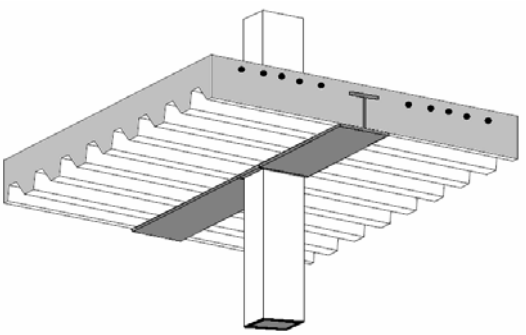
Key words: composite structures, joint, resistance, rotational stiffness,classification

[1] mr dipl. građ. inž., s.r@beotel.net
[2] mr dipl. građ.inž., asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, spremic@grf.rs
[3] dipl. građ. inž., asistent-pripravnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, markopavlovic@grf.rs
[4] dr dipl. građ. inž., vanredni profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, zlatko@grf.rs

1. UVOD

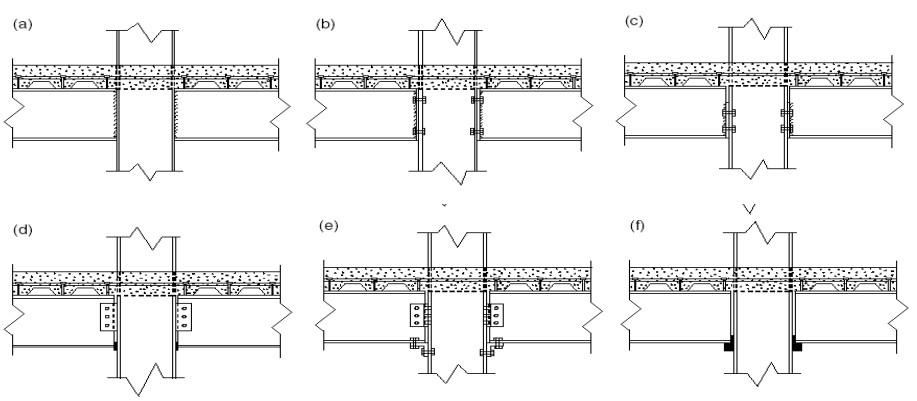
Jednu klasičnu spregnutu vezu čine čelični element, beton i armatura koji su u sastavu spregnute konstrukcije u zoni veze. Dakle, ovakva veza je sastavljena iz više komponenata i različitih materijala. Kao i kod čeličnih konstrukcija, spregnute veze se mogu javiti između dve grede, između grede i stuba (kao jednostrana, ili dvostrana veza), kao nastavak stuba, ili na spoju stuba i temelja preko ležišne ploče. U slučaju veza između grede i stuba armatura iz gornje zone ploče učestvuje u samoj vezi čime doprinosi povećanju momenta nosivosti, rotacione krutosti i duktilnosti spoja.

Ovim radom su obuhvaćene veze između grede i stuba. Suština spregnute veze je da se omogući kontinuitet ploče koji prelazi preko stuba, odnosno da se deo napona zatezanja poveri armaturi iz gornje zone ploče (slika 1). Na ovaj način, uz malo više rada na licu mesta, može da se poveća nosivost i krutost veze.



Slika 1- Kontinuiranje spregnute ploče u zoni veze sa stubom

Spregnute veze često spadaju u grupu *polu-krutih* veza, pa njihova rotaciona krutost utiče na vrednosti sila u presecima okvirnih nosača. Stoga je pri proračunu ovakvih veza neophodno da se pored nosivosti odredi i rotaciona krutost veze (S_j), kao parametar neophodan za globalnu analizu spregnute konstrukcije okvirnog tipa.



Slika 2 – Različiti tipovi veza greda-stub u spregnutim konstrukcijama

Zahvaljujući analizama i ispitivanjima o primeni spregnutih veza omogućeno je da se sprezanje ostvari i u zoni veze, što dovodi do znatnog povećanja nosivosti i krutosti veze. Neki tipovi spregnutih veza su prikazani na slici 2.

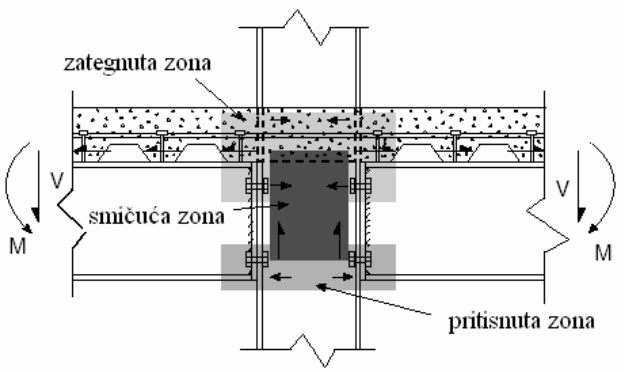
2. KOMPONENTE SPREGNUTIH VEZA

Nosivost i krutost veze se može odrediti na osnovu nosivosti i krutosti njenih komponenata. Na slici 3 su prikazane različite zone naprezanja i odgovarajuće komponente kod tipične spregnute veze greda-stub.

Zategnuta zona:
- nožica stuba pri savijanju
- rebro stuba
- čeona ploča pri savijanju
- rebro grede
- zavrtnjevi
- podužna armatura ploče

Zona smicanja:
- polje rebra stuba

Pritisnuta zona:
- rebro stuba
- nožica i rebro grede
- kontaktna ploča



Slika 3 - Komponente spregnute veze

Proračun spregnutih veza obuhvaćen je u novim evropskim standardima: EN 1993-1-8 koji se odnosi na čelične komponente i EN 1994-1-1 koji daje pravila za dodatne komponente spregnute veze kao što su:

- podužna armatura ploče opterećena zatezanjem i
- kontaktna ploča opterećena pritiskom.

Kod spregnutih stubova sa izbetoniranim prostorom između nožica čeličnih profila, beton utiče na povećanje nosivosti na smicanje i poprečni pritisak rebra stuba. Uticaj betona u ovim zonama se ne uzima kao odvojena komponenta, već kao poseban oblik dodatnih ukrućenja.

Proračunska nosivost *r*-tog reda armaturnih šipki opterećenih zatezanjem je data sa:

$$F_{tr,s,Rd} = A_{r,s} \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

$A_{r,s}$ površina poprečnog preseka podužne armature *r*-tog reda, unutar ukupne efektivne širine b_{eff} prema EC4,
f_{sk} karakteristična čvrstoća pri zatezanju armature,
γ_s parcijalni koeficijent sigurnosti za armaturu.

Proračunska nosivost kontaktne ploče opterećene pritiskom se određuje kao:

$$F_{c,cp,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{c} F_{c,cp,Rd} = b_{cp} \cdot h_{cp} \cdot f_y / \gamma_{MO} \\ F_{c,cp,Rd} = b_{cp} \cdot \left(t_{fb} + s_p \right) \cdot f_y / \gamma_{MO} \end{array} \right\}$$

b_{cp} širina kontaktne ploče,

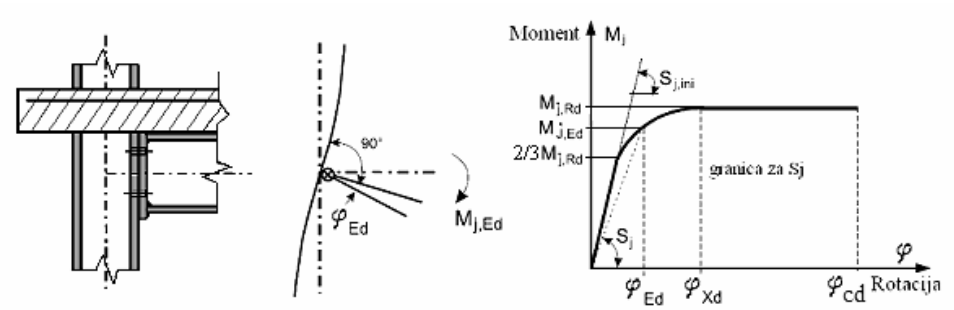
h_{cp} visina kontaktne ploče,
γ_{M0} parcijalni koeficijent sigurnosti za konstrukcijski čelik,
s_p dužina prostiranja sile kroz kontaktnu ploču pod uglom od 45° (najmanje t_{cp}, odnosno, pod uslovom da je dužina kontaktne ploče ispod nožice dovoljna, može biti do $2t_{cp}$)

Postupak proračuna polu-krute veze spregnute grede i čeličnog stuba je vrlo sličan proračunu klasične čelične veze greda-stub, s' tim što se umesto određenih redova zavrtnjeva razmatraju i redovi šipki podužne armature u betonskoj ploči. Pri tome, za ove redove armaturnih šipki, u zavisnosti od konstrukcije veze, komponente koje se tiču savijanja nožice stuba se uzimaju u obzir, ili izuzimaju. Takođe, je potrebno da se obezbeti dovoljna dužina armaturnih šipki u zoni veze kako bi se izvršilo pravilno sidrenje.

3. KARAKTERISTIKE I KLASIFIKACIJA POLUKRUTIH VEZA

Osnovne karakteristike jedne momentne veze mogu se dobiti na osnovu njene *M-φ* krive (slika 4) koja pruža informacije o svim bitnim karakteristikama kao što su:

S_j rotaciona krutost,
$S_{j,ini}$ početna rotacionu krutost,
$M_{j,Rd}$ proračunski moment nosivosti i
φ_{Cd} kapacitet rotacije.



Slika 4 - Proračunska M-φ karakteristika veze

Za spregnute veze sa čeonom pločom i zavrtnjevima ECCS preporučuje konstantan odnos između početne rotacione krutosti $S_{j,ini}$ i sekantne krutosti S_j na delu krive između $2/3M_{j,Rd}$ i $M_{j,Rd}$:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}; \qquad \eta = 3,0 \quad \text{- za spojeve sa čeonom pločom} \qquad \eta = 2,0 \quad \text{- za spojeve sa kontaktnom pločom}$$

Sekantna krutost S_j, je u zoni nelinearnog ponašanja, između $2/3M_{j,Rd}$ i $M_{j,Rd}$, definisana sledećim interpolacionim izrazom:

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu}; \text{ pri čemu je } \mu = \left(\frac{1,5 \cdot \mathrm{M_{j,Ed}}}{\mathrm{M_{j,Rd}}} \right)^{\psi} \geq 1,0$$

ψ – konstanta koja zavisi od tipa veze dobijena eksperimentalnim putem

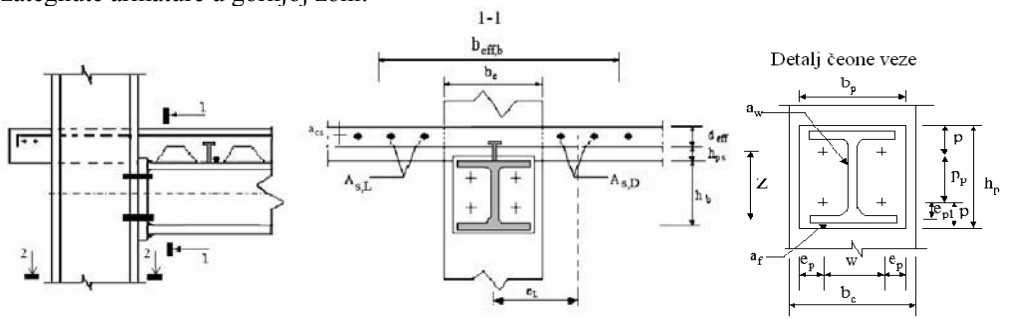
Klasifikacija momentnih veza se prema EN 1993-1-8 vrši prema nosivosti i krutosti. U tabeli 1 je dat pregled klasifikacije u zavisnosti od odnosa momentne nosivosti $M_{j,Rd}$ veze i momentne nosivosti grede i odnosa početne rotacione krutosti $S_{j,ini}$ i rotacione grutosti grede.

Tabela 1 – Klasifikacija spregnutih veza prema EN 1993-1-8

Klasifikacija veza prema nosivosti		Klasifikacija veza prema rotacionoj krutosti	
$M_{b,pl,Rd} = W_{b,pl,y} \cdot f_{y,b}/\gamma_{M0}$			
$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$	- potpuno-nosive veze	$S_{j,ini} \geq 8 \cdot EI_b/L$	- krute veze
$0,25M_{b,pl,Rd} \leq M_{j,Rd}$	- nominalno zglobne veze	$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot EI_b/L$	- nominalno zglobne veze
$0,25M_{b,pl,Rd} \leq M_{j,Rd} \leq M_{b,pl,Rd}$	- delimično nosive veze	$0,5EI_b/L \leq S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot EI_b/L$	- polu-krute veze

4. PRIMER PRORAČUNA NOSIVOSTI SPREGNUTE VEZE I UPOREDNA ANALIZA SA ČELIČNOM VEZOM

Ovaj numerički primer prikazuje neke specifičnosti proračuna karakteristika spregnutih veza i daje poređenje sa klasičnom čeličnom vezom – bez uticaja spregnute betonske ploče t.j. zategnute armature u gornjoj zoni.

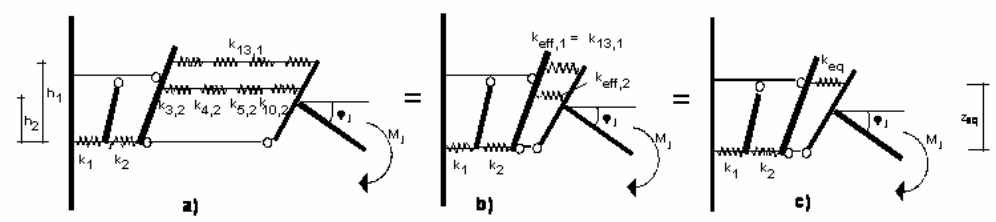


Ulazni podaci

Stub:	**HEB180**	**S235**	**Greda:**	**IPE270**	**S235**	**Čeona ploča:**	**S235**	**Armatura ploče:**		
$A_{a,c}$ =	6525	mm^2	$A_{a,b}$ =	4595	mm^2	**p** =	80	mm	Ar,S = $A_{s,L} + A_{s,D}$	
$f_{y,c}$ =	235	MPa	$f_{y,b}$ =	235	MPa	$\mathbf{p_p}$ =	150	mm	**ϕ12**	**n=4**
h_c =	180	mm	h_b =	270	mm	w =	110	mm	$A_{1,S}$ =	113.10 mm^2
b_c =	180	mm	b_{fb} =	135	mm	$\mathbf{e_{p1}}$ =	54.9	mm	$A_{r,S}$ =	452.4 mm^2
t_{fc} =	14.0	mm	t_{fb} =	10.2	mm	$\mathbf{e_p}$ =	27.5	mm	$b_{eff,b}$ =	800 mm
t_{wc} =	8.5	mm	t_{wb} =	6.6	mm	**z** =	204.9	mm	d_{eff} =	70 mm
r_c =	15.0	mm	r_b =	15.0	mm	a_f =	6	mm	h_{ps} =	90 mm
$J_{c,y}$ =	3831.1	cm^4	$J_{b,y}$ =	5789.8	cm^4	a_w =	5	mm	a_{cs} =	30 mm
						b_p =	165	mm	e_L =	245 mm
						h_p =	310	mm	t_p =	30 mm

Beton ploče: C30/37 **Zavrtnjevi:** M20...10.9

Momentna nosivosti veze se određuje kao spreg unutrašnjih sila koje su jednake nosivosti prethodno opisanih komponenata. Određivanje inicijalne rotacione krutosti veze se određuje prema modelu datom na slici 5, koji uključuje krutosti pojedinačnih komponenata veze. Nakon određivanja krutosti pojedinačnih komponenti u nivoima zavrtnjeva i šipki armature (slika 5a), određuju se efektivne krutosti kao serijski vezane opruge (slika 5b), a zatim i ekvivalentna krutost u zategnutoj zoni (slika 5c).



Slika 5- Model spregnute veze

Nosivost pojedinačnih komponenti čeličnog dela veze se određuje prema EN 1993-1-8, a nosivost podužne armature u gornjoj zoni opterećene zatezanjem za dati primer je: $F_{Tr,s,Rd}$ = 165,2 kN. Proračun momentne nosivosti se dalje vrši prema merodavnim nosivostima najslabije komponente u zategnutoj i pritisnutoj zoni:

$\mathbf{F}_{t,Rd} = \min [F_{t,wc,Rd}; F_{t,fc,Rd}; F_{t,ep,Rd}; F_{t,wb,Rd}; F_{T,Rd}] =$ **215,5** kN (zona zatezanja)

$\mathbf{F}_{c,Rd} = \min [F_{c,wc,Rd}; F_{c,fb,Rd}; V_{wp,Rd}/\beta] =$ **247,2** kN (zona pritiska)

Ukoliko je: $F_{t,Rd} + F_{Tr,s,Rd} > F_{c,Rd}$, potrebna je redukcija $F_{t,Rd}$ da bi se zadovoljio uslov ravnoteže:

$${}_{red}F_{t,Rd} + F_{Tr,s,Rd} = F_{c,Rd}$$

${}_{red}F_{t,Rd} =$ **81,9** kN

$M_{j,Rd} = F_{Tr,s,Rd} \cdot h_1 + {}_{red}F_{t,Rd} \cdot h_2 =$ **82,0** kNm (proračunski moment nosivosti)

U tabeli 2 je dat pregled uporedne klasifikacije rezultata dobijenih za slučaj spregnute veze i klasične veze čelične grede i stuba. Proračun nosivosti i krutosti klasične veze čelične grede i stuba izvršena je izuzimanjem komponente armature u gornjoj zoni.

Tabela 2 – Uporedna klasifikacija klasične čelične i spregnute veze

Čelična veza (bez učešća armature iz ploče)				**Spregnuta veza (sa učešćem armature iz ploče)**			
$M_{j,Rd}$	$S_{j,2}$	$M^o_{j,Ed,2}$	$M^p_{j,Ed,2}$	$M_{j,Rd}$	$S_{j,2}$	$M^o_{j,Ed,2}$	$M^p_{j,Ed,2}$
[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm]	[kNm]
44,2	**8205**	**33,40**	**42,29**	**82,0**	**22080**	**42,4**	**33,3**
Klasifikacija prema nosivosti		**delimično nosiva veza**		**delimično nosiva veza**			
Klasifikacija prema rotacionoj krutosti		**polukruta veza**		**kruta veza**			

Na slici 6 je dat uporedni prikaz *M-φ* dijagrama za oba tipa veze. Dijagram je dat u trilinernoj formi sa prelomnim tačkama za vrednosti momenta $2/3M_{j,Rd}$ i $M_{j,Rd}$. Nakon dostizanja plastičnog momenta nosivosti veze, pretpostavlja se model ponašanja bez ojačanja.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Dragica Jevtić[1], Dimitrije Zakić[2], Aleksandar Savić[3]

PRAKTIČNI PROBLEMI KOD PRIMENE KARBONSKIH TRAKA

Rezime:

U radu se razmatra problematika sanacija i ojačanja betonskih konstrukcija korišćenjem karbonskih traka-lamela kao dodatnih nosećih elemenata. Kao prvo, daju se osnovne karakteristike samih sanacionih materijala: karbonskih traka - laminata i tkanina. Prikazuju se metode i rezultati ispitivanja karbonskih traka, sa posebnim osvrtom na probleme njihovog lepljenja i ankerisanja.

Ključne reči: karbonske trake (CFRP), laminat, tkanina, fizičko-mehanička svojstva, betonske konstrukcije.

PRACTICAL PROBLEMS CONCERNING THE APPLICATION OF CARBON STRIPS

Summary:

The issues of repair and strengthening of concrete structures using carbon (CFRP) strips as additional bearing members are discussed in this paper. First, the basic properties of repair materials are given, concerning carbon strips - plates and wraps. Next, the test methods and results obtained during laboratory testing of CFRP strips are presented, with special emphasis on bonding and anchorage related problems.

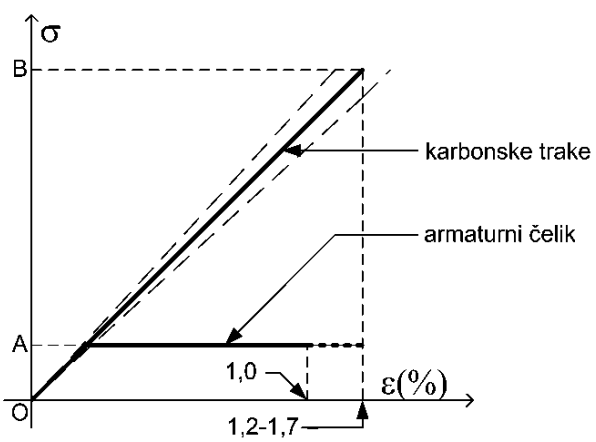
Key words: carbon (CFRP) strips, plate, fabric (wrap), physical-mechanical properties, concrete structures.

[1] *Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, dragica@imk.grf.bg.ac.rs*
[2] *Asist.mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*
[3] *Asist.prip., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, sasha@imk.grf.bg.ac.rs*

1 UVOD

Danas se na području sanacija i ojačanja betonskih konstrukcija, a u slučajevima kada je u konstrukcijama prisutan određeni "manjak" armature, sve češće primenjuju tzv. karbonske trake u okviru kojih su prisutna karbonska (ugljenična) vlakna prečnika 5-7 μm izuzetno visoke čvrstoće pri zatezanju. To su gotovi fabrički proizvodi koji se najčešće isporučuju u obliku traka-laminata ili traka-tkanina, pri čemu se u prvom slučaju radi o proizvodima u okviru kojih su vlakna povezana izuzetno čvrstom, hemijskim otpornom i trajnom sintetičkom smolom (kao matricom), dok je u drugom slučaju reč o proizvodima koji bukvalno nalikuju na tkanine - bez prisustva ikakve vezivne supstance. Ovi proizvodi se isporučuju u različitim debljinama i širinama, a mogu da imaju praktično neograničenu dužinu. Kod traka-laminata debljine (t_f) se obično kreću do 3 mm, a širine (b_f) do 200 mm, dok su u slučaju traka-tkanina njihove efektivne debljine manje od 1 mm, a širine najčešće 50-1000 mm. U okviru traka-laminata, vlakna su uglavnom orijentisana podužno-jednoaksijalno, dok kod tkanina njihova orijentacija može da bude jednoaksijalna ili biaksijalna.

Primena karbonskih traka kao materijala za sanaciju i ojačavanje armiranobetonskih elemenata, koje se za konstrukcije lepe primenom naročitih epoksidnih lepkova, nudi dosta pogodnosti: one imaju malu sopstvenu težinu (nema značajnog opterećenja konstrukcije), mogu se upotrebljavati i u ograničenom prostoru (njihovom upotrebom se smanjuju troškovi za skele i radnu snagu), otporne su na različite tipove korozije, imaju vrlo visoke mehaničke karakteristike koje se mogu i «prilagođavati» u zavisnosti od zahteva korisnika, kao i velike mogućnosti oblikovanja. Ovakvi materijali, u poređenju sa klasičnim građevinskim niskolegiranim čelikom, na primer, imaju 4-6 puta nižu zapreminsku masu (1200-1900 kg/m3) i čak do 10 puta veću čvrstoću pri zatezanju (i preko 3 GPa). Naravno, kod inženjerskih primena treba imati u vidu da modul elastičnosti u slučaju karbonskih traka može biti približno isti kao kod čelika, ali i nešto niži. Što se tiče izduženja pri lomu, ono je generalno od 5-10 puta manje nego kod klasičnog čelika (1-3 %) - videti sliku 1.



Slika 1 – Radni dijagrami za karbonske trake i armaturni čelik

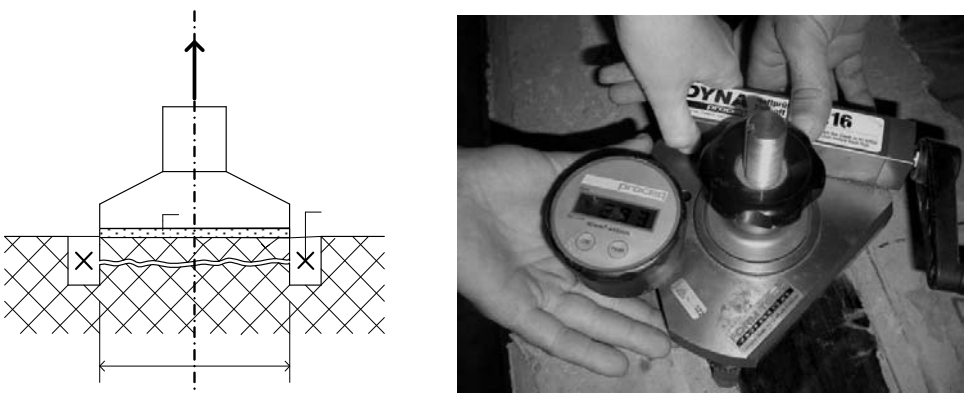
Kao što pokazuje slika 1, za karbonske trake je zavisnost napon-deformacija (σ-ε) praktično linearna u celokupnom naponskom području - sve do stadijuma loma.

2 USLOVI ZA PRIMENU POSTUPKA LEPLJENJA KARBONSKIH TRAKA

Lepljenje karbonskih traka (traka-tkanina i traka-laminata) za konstrukcijske elemente od betona, kao što je već rečeno, izvodi se primenom odgovarajućih epoksidnih lepkova. Ti lepkovi predstavljaju proizvode koje, po pravilu, zajedno sa trakama, isporučuje proizvođač određenih traka. To podrazumeva da se, u principu, uvek mora koristiti lepak kompatibilan sa određenom trakom, a što se skoro redovno definiše i uslovljava od strane proizvođača trake.

Lepljenje traka za betonske površine podrazumeva prethodnu pripremu tih površina; one moraju da budu ravne ili blago talasaste - orapavljene peskarenjem ili brušenjem. Površinska vlažnost betona pri lepljenju karbonskih traka može da iznosi najviše 4%, pri čemu se radovi na lepljenju smeju izvoditi samo na temperaturama ne manjim od 10^{o}C (oba navedena uslova vezana su za epoksidni lepak koji se koristi pri ovakvim radovima).

Pored navedenog, pri primeni karbonskih traka postoji i uslov da se one mogu lepiti samo za betonske elemente dovoljno visokih mehaničkih karakteristika, što znači da se apliciranje traka može izvoditi samo na betonskim podlogama koje pokazuju zadovoljavajući stepen athezije (prianjanja) između betona i lepka.



Slika 2 – Ispitivanje athezije na kontaktu beton-lepak metodom "otkidanja" zalepljenog "pečata"(slika levo) i aparatura "Pull-off" koja se koristi za to ispitivanje (slika desno)

Podobnost betonskih površina za lepljenje karbonskih traka utvrđuje se metodom "otkidanja" metalnih "pečata" zalepljenih za beton konkretne konstrukcije. To ispitivanje sprovodi se tako što se "pečati" (kruti cilindrični elementi od čelika ili aluminijuma) lepe za površinu betona, prethodno pripremljenu na isti način na koji se to čini pri lepljenju traka za konstrukciju. Oko zalepljenog "pečata" obavezno se izvodi zasek koji zalazi i u dubinu betona (obično 5-15 mm), tako da pri izlaganju "pečata" sili zatezanja, a pod pretpostavkom regularne situacije, dolazi do "otkidanja" "pečata" preko betona (slika 2 - levo). Na bazi vrednosti sile Z_{gr} pri kojoj je došlo do otkaza "pečata" i poznate površine "pečata", izračunava se stepen ostvarene athezije (prianjanja) između betona i lepka f_{at}, a što u konkretnom slučaju u izvesnom smislu definiše i čvrstoću betona pri zatezanju. U vezi sa rezultatima ovakvih ispitivanja postoje sledeći uslovi u pogledu podobnosti betona za lepljenje karbonskih traka:

- $f_{at} > 1{,}5$ MPa ako se radi o trakama-laminatima;
- $f_{at} > 1{,}0$ MPa ako se radi o trakama-tkaninama.

Pull-off test se, osim za definisanje površinske čvrstoće betona na zatezanje f_{at}, može primeniti i pri ispitivanju kvaliteta ostvarene veze između karbonskih traka i betonske podloge. U tom slučaju, postupak je praktično potpuno identičan napred opisanom, a razlika je jedino u tome što se "pečat" lepi preko zalepljene trake, a zasek izvodi i kroz samu traku.

3 PROBLEMATIKA ANKERISANJA KARBONSKIH TRAKA

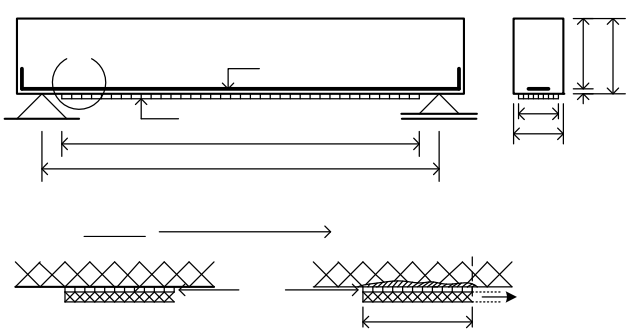
Pri ojačanjima armiranobetonskih konstrukcija lepljenjem karbonskih traka napon smicanja na kontaktu između zalepljene trake sa dovoljnom tačnošću se može definisati putem izraza:

$$\tau \cong \frac{Q_u}{0{,}9 \cdot d \cdot b_f}$$

Ispisana relacija, logično, mora da bude zadovoljena u svim presecima date konstrukcije, pri čemu Q_u predstavlja graničnu transverzalnu silu u posmatranom preseku, dok su d i b_f, respektivno, visina preseka i širina zalepljene trake-lamele. Ispitivanja pokazuju da, ukoliko se pri izvođenju radova na sanacijama i ojačanjima konstrukcija putem karbonskih traka strogo pridržava svih principa i pravila predmetne tehnologije, "otkazi" zalepljenih spojeva uvek nastupaju "po betonu". Znači, do odvajanja zalepljene trake-lamele (slika 3a), izložene sili zatezanja Z_f, od betonskog elementa ne dolazi po kontaktu traka-lepak, niti preko loma kroz sam sloj primenjenog lepka, već dolazi tako što se u okviru predmetnog spoja "kida" površinski sloj betona debljine nekoliko milimetara (3-5 mm - videti detalj K i mehanizam loma dat na sl. 3b). Ta okolnost omogućava da se čvrstoća pri smicanju f_τ definiše u funkciji kvaliteta betona (odnosno marke betona MB). U vezi sa tim, u tabeli 1 prikazuju se veličine f_τ u funkciji marke betona MB - dobijene na bazi jednog konkretnog eksperimentalnog ispitivanja, a koje se mogu koristiti i pri rešavanju praktičnih problema.

Tabela 1 – Zavisnost između marke betona MB i čvrstoće f_τ

MB	10	20	30	40	50
f_τ (MPa)	1,0	1,6	2,0	2,3	2,5



Na bazi numeričkih vrednosti čvrstoća f_τ datih u tabeli 1 mogu se sa dovoljnom tačnošću definisati i potrebne dužine ankerisanja λ zalepljenih lamela u funkciji njihovih debljina t_f i marke betona elemenata za koje se one lepe. Nije teško pokazati da će dužina λ u posmatranom slučaju biti definisana izrazom:

$$\lambda = t_f \cdot \frac{\sigma_f}{f_\tau}$$

u kome, osim već objašnjenih vrednosti, figuriše i veličina σ_f - napon u karbonskoj traci (lameli) na mestu (preseku) njenog ankerisanja.

U slučaju zalepljenih karbonskih traka-tkanina, pod pretpostavkom da na mestu ankerisanja u traci vlada granični napon $\sigma_{f,gr} \approx 1500$ MPa (računska "čvrstoća" koja reprezentuje najveći broj slučajeva u praksi) i da je $f_\tau \approx 1{,}0$ MPa (što odgovara minimalnoj vrednosti iz tabele 1), dobiće se da je:

$\lambda \approx 1500 \cdot t_f$.

Ako se sada uzme u obzir da se u najvećem broju slučajeva efektivne (neto) debljine traka-tkanina kreću između 0,1 i 0,2 mm, sledi da će pod takvim uslovima dužine ankerisanja λ varirati u granicama 150-300 mm, što praktično znači da se efikasno ankerisanje bilo koje trake-tkanine ostvaruje već pri dužini $\lambda \approx 30$ cm.

Za trake-laminate u principu važi isti, napred dat izraz za određivanje dužine λ, pri čemu se sada, analogno prethodnom slučaju, može usvojiti da je $f_\tau \approx 1{,}5$ MPa. Na taj način dobiće se da za trake-laminate sa dovoljnom tačnošću važi relacija:

$\lambda \approx 1000 \cdot t_f$.

Međutim, kod traka-laminata debljine tf su znatno veće nego kod traka-tkanina, pa bi se mehaničkom primenom iste logike kao kod analize slučaja traka-tkanina dobile vrlo velike i sa praktične tačke gledišta nerealne vrednosti dužine λ. Naime, kod traka-laminata nije opravdano da se pri analizi dužine λ računa sa najvećim mogućim (graničnim) naponom u zalepljenoj lameli, već proračun mora da bude zasnovan na stvarnoj vrednosti napona u zoni kraja lamele, a ta je vrednost uvek značajno manja od maksimalne vrednosti $\sigma_{f,gr}$. U vezi sa tim, pretpostaviće se da je prisustvo trake-lamele kao elementa za ojačanje konstrukcije prikazane na slici 3a, neophodno samo do preseka udaljenih od oslonaca grede (levog i desnog, na međusobnom rastojanju l) za maksimum $0{,}1 \cdot l$. U tom slučaju će, ako se pretpostavi da je reč o gredi izloženoj jednakopodeljenom opterećenju, u tim presecima vladati momenti koji po svojim vrednostima predstavljaju svega 36% od maksimalnog momenta, a to znači da se pod takvim uslovima veličina λ može prikazati u izmenjenom obliku:

$\lambda \approx 360 \cdot t_f$.

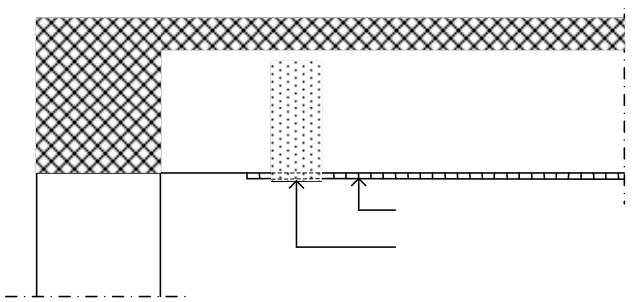
Ako se uzme u obzir da u najvećem broju slučajeva debljine traka-laminata iznose 1,0 do 2,0 mm, proizilazi da će sada dužine ankerisanja λ varirati u granicama 360 do 720 mm, što praktično znači da se efikasno ankerisanje bilo koje trake-laminata u zoni oslonaca grede (na cca maksimum $0{,}1 \cdot l$ od oslonaca), obezbeđuje sa dužinama λ od 30 do 70 cm.

Napred prikazana analiza dužine ankerisanja karbonskih traka, kao što se može zaključiti, je krajnje orijentaciona, ali ipak dovoljno ilustrativna jer omogućava sagledavanje fenomena i relevantnih uticajnih parametara. Ukoliko, pak, postoji potreba za tačnijim definisanjem dužine ankerisanja λ, treba izračunati efektivnu (stvarnu) vrednost napona u traci $\sigma_{l,ef}$ koja odgovara zoni kraja lamele K, odnosno koja računski odgovara zadnjem preseku u kome je predmetna lamela neophodna kao element za ojačanje

konstrukcije. Na taj način dobiće se i efektivna (stvarna) dužina ankerisanja λ_{ef} preko koje će biti definisan kraj K posmatrane trake-lamele.

Ovde se napominje da se u praksi karbonske trake-lamele za ojačavanje armiranobetonskih konstrukcija izloženih savijanju najčešće postavljaju praktično po celokupnim dužinama konstrukcijskih elemenata; na taj način, bez značajnijih povećanja troškova, u potpunosti se "pokrivaju" sve eventualne nepreciznosti vezane za definisanje čvrstoće pri smicanju zalepljenog spoja f_τ.

Završeci karbonskih traka-laminata, a iz razloga poboljšanja njihovog ankerisanja, često se izvode na način prikazan na slici 4; kao što se vidi, kraj trake se osigurava sa jednom ili sa dve nezatvorene uzengije - zalepljenim "U" elementom oblikovanim od karbonske trake-tkanine.



Slika 4 – Poboljšanje ankerisanja trake-laminata lepljenjem "U" elementa od trake-tkanine

LITERATURA

[1] *A Guide to the Concrete Repair European Standards BS EN 1504 Series*

[2] *Održavanje i rehabilitacija betonskih mostova*/Muravljov M., Bajić D// Naučni skup "Integritet i vek konstrukcija", Beograd, 2007. godina.

[3] Katalozi - tehnički listovi proizvođača karbonskih traka – firme ”Sika”, Švajcarska.

[4] *Ispitivanje svojstava i primeri primene karbonskih traka za ojačanje betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D. // Stručni rad, Materijali i konstrukcije br.4/2008, str. 42-50, ISSN 0543-0798.

[5] *Mogućnosti primene CFRP sistema "Sika" za ojačanje i sanaciju betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D., Tanasić N., Simpozijum DGKS, Zlatibor 24-26. septembar 2008. godine, str. 665-673, ISBN 978-86-85073-04-5.

[6] *Ispitivanje svojstava karbonskih traka koje služe za ojačanje betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D. // Simpozijum "O istraživanjima i primeni savremenih dostignuća u našem građevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija", Zbornik radova XXIV Kongresa DIMK Srbija, Divčibare, 15-17. oktobar 2008, str. 55-62, ISBN 978-86-87615-00-7.

[7] *Sanacija i ojačanje betonskih konstrukcija upotrebom karbonskih traka* /Muravljov M., Živković S., Jevtić D., Zakić D. // 17. Slovenski kolokvij o betonih – Strategija izvedbe sanacij objektov, Ljubljana, 19. maj 2010, ISBN 978-961-91378-6-4, str.67-82.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Radomir Folić[1] *Damir Zenunović,*[2]

TEKSTILOM ARMIRANI BETON – MATERIJALI, PONAŠANJE I OSNOVE PROJEKTOVANJA

Rezime:

Novi oblik sprezanja betona sa armaturom od tekstila se intenzivno proučava. U njemu se koriste multi-aksijalni fabrikati u kombinaciji sa sitnim granulatom. Tehnički tekstil zasniva se na alkalno otpornom staklu ili ugljeničnim i aramidnim koji se postavljaju u glavnim pravcima kompozita. To obezbeđuje znatno veću efikasnost nego slučajno raspodeljena staklena kratka vlakna. Istraživanja u Nemačkoj, Izraelu, Kanadi, Grčkoj i Belgiji su osnova za projektovanje tankih betonskih elemenata sa značajnom nosivošću na pritisak i zatezanje. Opisana su mehanička svojstva finog betona i komponenti za armiranje u različitim uslovima sredine i opterećenja i preporuka za projektovanje i izvođenje.

Ključne reči: Tekstilom armirani beton, ponašanje, opterećenje-dilatacija, ispitivanje, prsline, modeliranje, savijanje, smicanje

TEXTILE REINFORCED CONCRETE – MATERIALS, BEHAVIOUR AND BASES OF DESIGN

Summary:

The use of modern form of coupling textile reinforced concrete is studied intensively. Multi-axial factory in combination with fine granulate is used in it. Technical textile is based on the alkali-resistant glass or carbon and Kevlar, which are placed in the main directions of composites. It provides much greater efficiency than randomly distributed short glass fibers. Research in Germany, Israel, Canada, Greece and Belgium were the basis for the design of thin concrete elements with a significant load capacity of the compression and tension. The paper deals with the mechanical properties of fine concrete and reinforced components in a variety of environmental conditions and loads and recommendations for the design and execution.

Key words: Textile reinforced concrete, behaviour, *load-strain, test, cracks, modelling, composites, bending, shear*

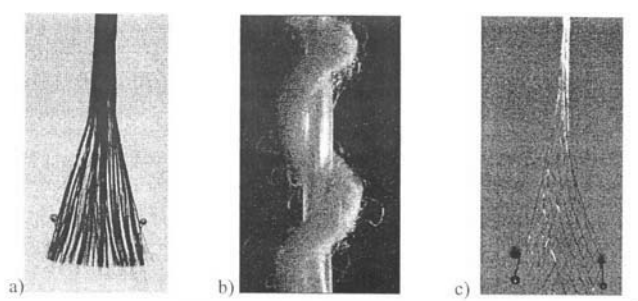
[1] Dr, profesor, Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka, Novi Sad, folic@uns.ac.rs
[2] Dr , docent, Rudarsko-geološko-građevinski fakultet, Tuzla, BiH, damir.zenuovic@gmail.com

1 UVOD

Iako se danas primenjuju betoni visokih čvrstoća (do 200 MPa) sa dodacima koji poboljšavaju performanse, aktuelna je primena FRP materijala (karbonskim, staklenim ili aramidnim vlaknima armirani polimeri) kojima se interveniše sa spoljne strane. Novi pravac razvoja kompozitnih materijala je tekstilom armiran beton (AB), gdje se koriste tekstili sa vlaknima u više pravaca, u kombinaciji sa sitnozrnim betonom. Tekstilna struktura sačinjena je od vlakana i/ili prediva upletenih na razne načine kao što su tkanje, pletenje, filcovanje ili štrikanje. Korišćenje tehničkog tekstila, uglavnom urađenog od alkalno otpornog stakla (karbona ili aramida), postavljen u pravcu glavnih napona, je znatno efikasniji sistem u poređenju sa nasumice raspoređenim vlakanima koji se koriste kod betona armiranog staklenim vlaknima. U Nemačkoj su formirana dva istraživačka centra za razvoj „Textile Reinforced Concrete (TRC) u Aachenu, i za sanacije i pojačavanja (SFB 528) u Dresdenu. Pored toga tekstilom AB istražuje se i u Izraelu, SAD, Grčkoj, Belgiji, Britaniji i Kanadi. Da bi i naša stručna javnost bila upoznata sa ovim materijalom u ovom radu su analizirani neki rezultati ovih istraživanja koji su podloga za analizu i projektovanje elemenata i betonskih konstrukcija (BK) armiranih tekstilom.

2 MATERIJALI ZA ARMIRANJE

Svojstva, količina i raspored tekstilne strukture bitno utiče na karakteristike kompozita, tekstilom armiranog betona (AB). Armiranje sa materijalom velike čvrstoće vlakana i izduženja pri lomu i sa velikim modulom elastičnosti, u odnosu na uobičajeni AB, sprečava pojavu prslina i veliku redukciju krutosti elemenata. Od značaja su sledeća svojstva: mala relaksacija pod dugotrajnim opterećenjem, stalna adhezija armature i betona, mala cena i laka proizvodnja tekstilnim mašinama, a trajnost obezbeđuju vlakna otporna na srednju alkalnost. (staklena vlakna, karbon i aramid, a izrađuju se u vidu snopova ili upletena (sl. 1).



Slika 1: Oblici AR staklenih vlakana, karbona i aramida u vidu snopova ili upletena, prema [8]

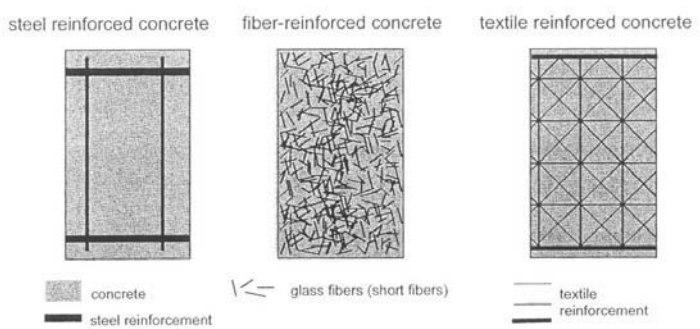
Armiranje „snopastim“ vlaknima je povoljno jer imaju malo izduženje, a finoća vlakna se izražava sa jedinicom tex (gram/1000metara). Armiranje sa AR-staklom primenjuje se za betone od standardnog cementa, a radi povećanja otpornosti na koroziju dodaje se 15% cirkona. Već 70-tih godina prošlog veka razvijeno je alkalno otporno staklo, a zavisno od finoće vlakna čvrstoća je do 1400 MPa, elastično izduženje do 2%, modul elastičnosti 70 do 80 Mpa, a gustina 2.8kg/dm^3 (znatno veće nego za karbon ili aramid). Karbonska vlakna imaju čvrstoću od 2000 do 4500 Mpa, modul elastičnosti 350-450 kN/mm^2, gustina (1.8kg/dm^3), malo tečenje, dobro prigušenje vribracija, malo toplotno istezanje i apsorpcija X zraka, dobra električna

provodljivost, visoka otpornost na kiseline, alkalne i organske rastvore. Najčešći materijal je duroplastični ili termoplastični polimer. Adhezija sa betonom nije dobra kao kod AR stakla.

Pri korišćenju snopova neophodni su posebni dokazi. U vlakna visokih performansi spadaju aramidna vlakna sa dva tipa: meta-aramid i para-aramid. Drugi ima stabilnija mehaničkih svojstava i pogodan je za primenu u građevinarstvu. Postoje normalni (N), visoke čvrstoće vlakana (HT) i visokog modula (HM). Čvrstoća vlakana je oko 3000 MPa, modul elastičnosti između 60 (N) i 130 (HM) MPa, a gustina 1.4 kg/dm^3. U odnosu na karbonska i staklena vlakna manje je lomljiv i ima veću otpornost na različita dejstva. Loše svojstvo je različito temperaturno istezanje od betona, i mala otpornost na alkalna dejstva pa je njihova upotreba ograničena. Najviše se primenjuju upredena vlakna sastavljena od više materijala, gdje su jezgra snopovi od AR stakla ili karbona, a plašt od AR termoplastike koja može biti dodatno obrađena da bi se dobila stabilizovana tekstilna struktura. Armiranje tekstilom je lako i kod zakrivljenih površina u svim pravcima uz mogućnost usklađivanja pravca vlakana sa pravcem glavnih naprezanja. Ipak, osnovni kriterijum za tekstilom AB je u mogućnosti kreiranja konstrukcije velike stabilnosti niti na pojavu pomeranje. Za to je najpogodnija izrada tekstila pletenjem sa dodatkom armaturnih niti. Da bi se obezbedila geometrija proizvoda za armiranje potrebno je osigurati adekvatno rukovanje i ugradnju.

3 BETON

Betonski matriks koji se koristi kod tekstilom AB mora zadovoljiti specijalne zahteve u pogledu procesa proizvodnje, mehaničkih svojstava kompozita i trajnosti materijala za armiranje. Uglavnom se koristi maksimalno zrno agregata 2mm kao da je malter. Matriks daje visoke performanse i upotrebljiv je za kompozitni materijal. Ovakav beton se naziva fini ili sitnozrni beton. Jedno od najvažnijih svojstava je postizanje potpune penetracije tehničkog tekstila i dobre prionljivosti. Isto tako konzistencija matriksa mora biti prilagođena za svojstva tekstila, geometriju uzorka i proizvodni proces. Kod industrijske proizvodnje teži se ka što većoj početnoj čvrstoći i što kraćem periodu skidanja kalupa. Sa aspekta trajnosti ključna je hemijska stabilnost tekstila unutar betona. U daljnjim analizama betonskog matriksa potrebno je razmatrati smanjenje veličine tečenja i skupljanja.



Slika 2: Sistem armiranja betona, prema [3]

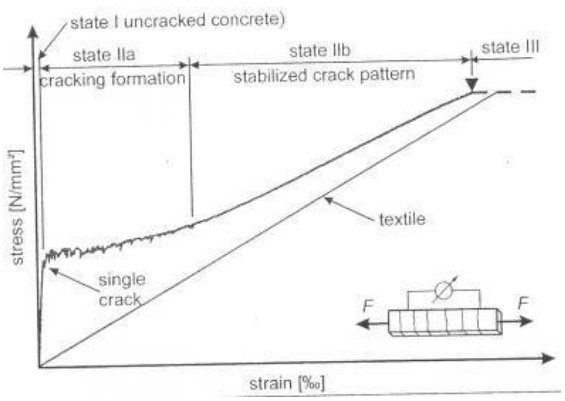
Sastav betona mora biti projektovan tako da ispuni zahteve u pogledu hemijske kompatibilnosti sa tekstilom, pogodne konzistencije za potpunu penetraciju tesktila kao i planirani postupak ugradnje. Do sada su razrađene specijalne smese na mineralnoj bazi,

polimerno modifikovane i alteranativne. Specijalna svojstva sitnozrnog betona kao što je visoko tečna konsistencija i primena zrna sa d_{max} = 0.6mm, velikim sadržajem veziva uz razne poculanske dodatake (leteći pepeo i silikatna prašina) i plastifikatore. Korišćenje silikatne prašine redukuje koncentraciju alkalnih jona u nezasićenom rastvoru i sadržaj kalcijum hidroksida. Ova redukcija alkalnosti je rezultat pucolanske reakcije silikatne prašine, gde $Ca(OH)_2$ iz očvrsle cementne paste reaguje sa izdvojenim SiO_2 i formira očvrsli kalcijum silikatni hidrat. Radi potpunog eliminisanja kalcijum hidroksida potrebno je dodati više od 25% silikatne prašine u odnosu na ukupnu masu veziva, ali je sa aspekta ugradljivosti njena količina ograničena do 10% ukupne mase veziva. Ne može se postići tečna konsistencija sa većim procentom silikatne prašine.

Način armiranja za klasične AB konstrukcije, vlaknima AB i tekstilom AB prikazan je na slici 2. Kao i kod armiranog betona tekstilne niti se ugrađuju u pravcu napona zatezanja.

3 PONAŠANJE ELEMENATA

Obično se ponašanje elementa utvrđuje testom na savijanje ili zatezanje. U oba slučaja tektilom armiran beton pokazuje ponašanje vrlo slično klasičnom AB.



Slika 3 –Dijagram napon – dilatacija tekstilom AB pod jedno aksijalnim opterećenjem, [3]

Nelinearna kriva na slici 3 ima tri dela, slično kao kod klasično armiranog betona. U početku opterećivanja bez prslina (stanje I) odgovara približno modulu elastičnosti (ME) sitnozrnog betona. Posle otvaranja prve prsline celokupnu silu zatezanja preuzima armatura (stadijum IIa). U fazi stabilizacije otvora prslina (st. IIb) ME tektilne armature odgovara ME čelične armature, međutim eksperimenti su pokazali da je krutost kompozita 10-30% manja. Razlog tome je otkazivanje pojedinih niti tekstila kroz otvaranje prslina, odnosno redukciju zapremine tekstilnog matriksa. Može se reći da je kriva u stadijumu IIb približno paralelna krivoj napon-dilatacija čistog tekstila. Razlika se javlja usled efekta očvršćavanja pri zatezanju. Kod ispitivanja na zatezanje tekstilom AB nema područja duktilnih deformacija (st. III) jer je AR-staklo krto. Otkaz kompozita nastaje kada se dostigne maksimalna dilatacija armature pri zatezanju.

Osnovna razlika između kratkim vlaknima armiranog betona (FRC) i tekstilom armiranog betona (TRC) je u filozofiji dimenzionisanja pri graničnom opterećenju. Duktilnost FRC dobija se kroz izvlačenje vlakana iz matriksa pri tome sila izvlačenja mora biti uvek manja od čvrstoće vlakna, dok se kod TRC duktilnost dobija iz dilatacije prekida vlakna. Dosadašnja istraživanja su

pokazala veliku razliku između čvrstoće snopova tkanine i čvrstoće kompozita. U većini slučajeva čvrstoća kompozita je manja od 50% čvrstoće snopova tkanine. Više je faktora koji utiču na mehanizam otkaza, među kojima je orjentacija vlakana (ugao između vlakana i pravca opterećenja) i svojstava prianjanja između tekstilnog matriksa i cementnog matriksa. Mehanizam otkaza TRC je djelimično poznat i trenutno se provode intenzivna istraživanja na RWTH Aachen University i Dresden University.

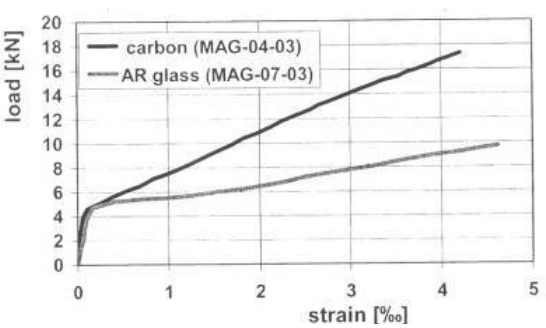
Mehanizam otkaza tekstilnog matriksa veoma je složen, jer je teško predvideti da li otkaz pojedinih vlakana može dovesti do otkaza kompletnog kompozita. Takođe, za razliku od armaturnog čelika međusobna prionljivost pojedinih niti utiče na nosivost kompozita. Snopovi tekstila su izrazito nehomogenog poprečnog preseka tako da nije moguće primeniti analogiju sa ponašanjem prianjanja armaturnog čelika i betona. Dakle, potrebno je razmotriti interakciju stotine niti u snopu sa fuzzy svojstvima ne samo u preseku nego i uzduž snopa. Važna su ispitivanja uticaja dvoosnog zatezanja na nosivost. Ovaj slučaj se javlja redovno kroz odstupanje između pravca armature i pravca prenosa opterećenja (rebro profilisane grede) [4].

Količina vlakana jezgra može se odrediti iz testa jedno aksijalnim zatezanjem. Nagib krive napon-dilatacija u stadiju IIb kompozita odstupa od nagiba krive čistog tekstila sa pojedinačnim otkazivanjem pojedinih vlakana snopa. Zbog toga se uvodi faktor k_B: $k_B = \frac{m_3}{E_f V_f}$

gdje je m_3 - nagib krive naprezanje-dilatacija u stadiju IIb dobiven testom jednoaksijalnog zatezanja. Ustanovljeno je da faktor varira od 0.6-0.9 zavisno od broja vlakana i oblika poprečnog preseka tekstilnog matriksa. Prema ovom pristupu gornja vrednost granične nosivosti kompozita je $k_B A_f \sigma_{fu}$.

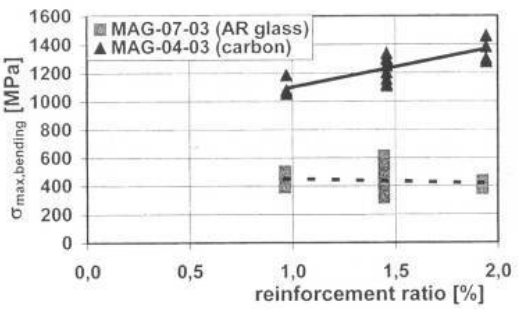
Na Univerzitetu u Aachen-u urađeni su probni uzorci od AR-stakla (staklo otporno na alkalna dejstva) ili karbonskih vlakana sa različitim debljinama snopova i dimenzijama mreža tekstila. Uzorci su izlagani zatezanju, savijanju i smicanju. Istraživan je uticaj količine armature na nosivost i efektivnost vlakana pri različitim procentima armiranja [4].

Iz dva reprezentativna testa (sl. 4) na zatezanje uzoraka armirana sa 2 sloja proizvoda od AR-stakla i karbona ustanovljeno je da materijal vlakana ne utiče na krutost kompozita pre pojave prslina. Nakon otvaranja prve prsline krutost uzorka armiranog sa karbonskim vlaknima je cca. tri puta veća od uzorka armiranog sa AR-staklenim vlaknima, zbog većeg modula elastičnosti karbona. Pokazalo se da materijal vlakana nema značajan uticaj na razmak prslina koji kod oba uzorka iznosi 10-15mm. Međutim, prosečna širina prsline uzorka sa AR-staklom je približno dva puta veća (oko 0.07mm) u odnosu na uzorak sa karbonskim vlaknima (oko 0.04mm). Prslina pri otkazu je širine 0.32mm [3].



Slika 4 – Krive opterećenje – dilatacija iz testa na zatezanje[3]

Odstupanje između granične čvrstoće snopa uzetog iz proizvoda f_t i čvrstoće σ_{max} može se izraziti preko faktora efektivnosti k_1: $k_1 = \frac{\sigma_{\max}}{f_t}$. Granična čvrstoća uzorka sa AR-staklom je oko 470MPa, što je efektivnost 40%, a efektivnost proizvoda od karbona je oko 69%. Istraživanja [3] pokazala su da oblik poprečnog preseka tekstilne armature značajno utiče na kapacitet nosivosti. Pokazalo se da proizvodi sa tanjim snopovima imaju veći efekat iskorišćenosti u odnosu na uzorke sa debljim snopovima. Uticaj procenta armiranja na kapacitet nosivosti za vlakna od AR-stakla i karbonska vlakna predstavljeni su na slici 5. Zbog njihove molekularne strukture AR-staklo i karbon su osetljivi na poprečna dejstva pa je orjentacija tekstilne armature važna za projektovanje. Impregnacija tekstila sa epoksidnim smolama značajno poboljšava svojstva međusobnog prianjanje niti tkanine, a time se povećana i efektivnost vlakana.



Slika 5 –Uticaj procenta armiranja na čvrstoću na zatezanje tekstila pri opterećenju na savijanje

Na Univerzitetu u Dresden-u istraživan je uticaj proizvodnog procesa tekstila na spregnuto ponašanje. Utvrđeno je da forma upletanja ima značajan uticaj, u odnosu na netretirano uže, na pad čvrstoće i povećanje razmaka prslina. Zbog toga treba prvu užad koristiti sa rezervom. Kapacitet dilatacije matriksa sa vlaknima može se proceniti izrazom:

$$\varepsilon_{mu} = \left[\frac{12\tau\gamma_m E_f V_f^2}{E_c E_m^2 r V_m} \right]^{1/3} \tag{1}$$

gdje su: τ - čvrstoća na smicanje matriksa; γ_m – žilavost matriksa sa prslinama; E_c – modul elastičnosti kompozita; E_m – modul elastičnosti matriksa; r – radijus vlakana; V_m – zapremina matriksa.

Prema [3] ispitivanja Singla (Arizona) mehanički odgovor kompozita može se opisati kao interakcija proizvoda (tekstil), matriksa i uslova na dodirnoj površini. Početni odgovor kompozita je linearan do početka formiranja pojedinačnih prslina i loma kada jedna od njih prođe celom debljinom uzorka. Nakon BOP tačke formiraju se razmazane prsline i diskretne prsline. Krutost kompozita je tolika da može sprečiti širenje prslina, što inicira otvaranje novih prslina. Ispitivanja su pokazala da uzorci manje debljine imaju veću čvrstoću, a manju duktilnost. Redukcija debljine do 33.33% povećava čvrstoću na zatezanje do 56.7%.

Odnos razmaka prsline i dilatacije daje se izrazom:

$$S(\varepsilon_i) = S_1 + S_0 \varepsilon^{-\alpha(\varepsilon_i - \varepsilon_{mu})} \quad \varepsilon_i > \varepsilon_{mu} \tag{2}$$

gde su: S – prosečan razmak prslina; S_1 – parametar koji opisuje zasićenje razmaka prslina;

S_0 *i* α – parametri koji opisuju funkciju; ε_i – dilatacija za koju je proračunat razmak prslina, a ε_{mu} – dilatacija u tački BOP

Ključni problem kod **prednaprezanja tekstila** je zamor AR-stakla i karbona u kratkom periodu tako da su sile prednaprezanja ograničene [5]. Pri prednaponu koji odgovara prednaprezanju betona 1.5 MPa prednapregnuti uzorci imali su veću nosivost 20% u graničnom stanju nosivosti u odnosu na nenapregnute uzorke. Kod prednapregnutog uzorka prsline se javljaju na razmaku 10mm, a kod nenapregnutih na razmaku 14mm. Širina prsline kod prednapregnutog uzorka bila je manja od 0.1mm u odnosu na nenapregnute do 0.7mm.

4 NUMERIČKO MODELIRANJE

Pri numeričkom modeliranju treba voditi računa da se radi o izrazito heterogenom materijalu (matriks i armatura) sa svojstvima slučajnosti. Proces lokalizacije oštećenja tekstilom AB predstavlja interakciju između elementarnog mehanizma otkaza u matriksu, armaturi i spoju. Zbog toga postojeći modeli za beton i kompozite nisu direktno primenjivi za tekstilom AB [2].

Tri su nivoa analize kod modeliranja tekstilom AB [2]:

- Makro nivo sa razmazanom reprezentacijom tekstila kao slojem unutar idealiziranog poprečnog preseka kompozita.
- Mezo nivo sa idealizovanom strukturom snopa (užeta) koje se razmatra kao homogeno ili odvojeno na jezgro i spoljne niti.
- Mikro nivo gdje se analiziraju odvojene niti i interakcija između njih.

Radi pojednostavljenja na svim nivoima cementni matriks se smatra homogenim, tj. ne razmatra se odvojeno cementna pasta i peščani agregat. Osnovni mehanizam na mikro nivou je otkaz pojedinačnih niti i gubitak prianjanja sa matriksom. Ova promena u mikrostrukturi materijala razvija se u mezo nivou kao oštećenje užeta (snopa) i gubitak prianjanja snopa i cementnog matriksa te početak prslina. Ovaj efekat se makroskopski razmatra kao delaminacija sloja tekstila. Pomenuti aspekti ponašanja materijala ukazuju na dva važna aspekta koja je potrebno uzeti u obzir u toku modeliranja tekstilom AB:

- uspostavljanje odgovarajuće hijerarhije između pojedinih oštećenja i mehanizma otkaza na mikro, mezo i makro nivou,
- uticaj neregularnosti u materijalu konstrukcije na opšte performanse konstrukcije.

Modeli na **mikro i mezo** nivou imaju dve prednosti:

- u kombinaciji sa pažljivo projektovanim eksperimentom omogućavaju praćenje promene strukture materijala za vreme opterećivanja i vrlo dobru interpretaciju eksperimentalnih rezultata,
- za kvantifikaciju efektivnih parametara materijala modifikovane kompozitne konstrukcije.

Kod višenitnih snopova (užadi) važno je odvojeno razmatranje tri vrste parametara:

(A) deterministički parametri pojedinačnih niti (modul elastičnosti, Poisson-ov koeficijent i čvrstoća niti u slučaju linearno elastičnog i krtog ponašanja niti),

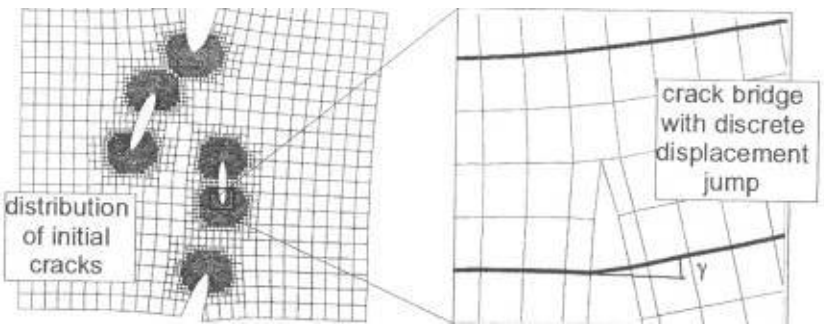
(B) parametri koji opisuju promenu svojstava niti po dužini (raspodela tečenja ili varijacija površine poprečnog preseka),

(C) parametri koji se mogu pripisati snopu niti (relativna razlika u dužini pojedinih niti snopa, varijacija svojstava niti unutar poprečnog preseka). Varijacija svojstava vodi ka odgovoru i niti i snopa zavisnom od položaja po dužini.

Parametri (A) i (B) numerički se analiziraju korišćenjem modela nepouzdanosti prema fuzzy teoriji [1]. Korespodencija između lokalnog narušavanja strukture snopa (C) i opšteg odgovora konstrukcije analizirana je u [1] primenom stohastičkih simulacija svojstava materijala.

Modeli sloja prianjanja na mikro nivou služe za određivanje svojstava materijala – čvrstoće prianjanja, svojstava trenja, efektivne dužine, odloženog aktiviranja i varijacije u prostoru. Raspodela efektivne dužine određuje se pomoću testa na zatezanje sa diskontinalnim spojem. Za numeričku analizu koriste se fuzzy funkcije. Sam model sloja prianjanja kalibrira se primjenom pull-out testa.

Za razmatranje razvoja prsline i gubitka prianjanja dovoljno je razmatrati snop (uže) i sloj prianjanja u razmazanoj formi i njima pridodati efektivna svojstva, zapreminu jezgra i spoljašnjih niti sa odgovarajućim nivoima prianjanja [8]. Osnovni razlog odvojenog razmatranja snopa u dve grupacije niti je obuhvatanje efekta u užetu između dve prsline i kroz više prslina. Za modeliranje interakcije između razvoja prsline i gubitka prianjanja može se koristiti model sa prilagodljivim konačnim elementima obogaćenim funkcijama skoka u elementima uz prsline (sl. 6.).



Slika 6 – Diskontinuitet pomeranja matriksa i premoštavanje prsline modelirani sa prilagodljivom proširenom MKE [2]

Modeli na mikro i mezo nivou fokusiraju se na malo područje materijala konstrukcije. Ako se odabrano područje materijala može smatrati homogenim, tj. da se sva svojstva materijala koja se uvode u analizu mogu simulirati tada se mikroskopsko i/ili mezoskopsko područje definišu kao reprezentativni zapreminski element (RVE). Dakle, RVE predstavlja područje na mikro i mezo nivou, a jednu tačku materijala na makro nivou.

Celokupna analiza konstruktivnih elemenata, na makro nivou, podrazumeva obuhvatanje kompleksne istorije opterećivanja i dinamičkih efekata, tj. neophodan je fenomenološki pristup modeliranju tekstilom AB. Uprošćenje se postiže redukcijom dimenzija na 2D problem, što je prihvatljivo jer se tekstilom AB koristi za tankozidne konstruktivne elemenate. Iz tog razloga se za modeliranje na makro nivou mogu koristiti slojeviti i shell elementi. Pri tome se koriste anizotropni modeli oštećenja. Za uzimanje u obzir svih efekata kao što su razvoj prsline, tečenje i skupljanje, delaminacija, prionljivost, koriste se prošireni modeli slojeva (Multi-reference plane model (MRM)), koji je detaljno opisan u [6] i [7].

Laki konstruktivni elementi male krutosti su podložni većim deformacijama pa je važan dokaz graničnog stanja upotrebljivosti. Za adekvatno projektovanje neophodan je adekvatan dijagrama opterećenje-dilatacija kompozita i razvoja prslina pod povećanjem opterećenja. Modeli materijala koji se koriste u projektovanju obično se postavljaju na makro nivou.

Ako je krti kompozit opterećen zatezanjem prsline se otvaraju i razvijaju pri veoma malim naponima i javlja se nelinearno ponašanje. Pretpostavlja se da nakon otvaranja prsline dolazi do gubitka prianjanja na određenoj dužini, a interakcija između vlakana i matriksa ostvaruje se trenjem sa konstantnim kontaktnim naprezanjem na smicanje τ.

Za statistički tretman heterogenosti čvrstoće matriksa koristi se Weibull-ova raspodjela [1]. Na taj način se određuje razmak prslina i gubitka prianjanja u blizini prsline.

Nosivosti na zatezanje sloja tekstilom AB može se odrediti prema izrazu:

$$F_{ctu} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{0,\alpha} \cdot A_t \cdot \sigma_{\max} \tag{3}$$

gdje su:

k_1 – faktor efektivnosti vlakana;

k_2 – faktor dvoaksijalnog opterećenja;

$k_{0,\alpha}$ – faktor orjentacije snopova (užadi);

A_t – površina poprečnog preseka snopa (užeta); σ_{max} – maksimalna čvrstoća na zatezanje užeta (snopa).

Nosivost na savijanje, koje zavisi od kapaciteta nosivosti tekstilne armature čiji otkaz predstavlja otkaz zategnute zone, određuje se prema izrazu:

$$M_u = k_{fl,\rho} \cdot F_{ctu} \cdot z \tag{4}$$

gdje su:

$k_{fl,\rho}$ – faktor opterećenja na savijanje (za AR-staklo 0.9, za karbonska vlakna $(0.9+0.55(A_t/A_c))$;

A_t – površina poprečnog preseka armature;

A_c – površina poprečnog preseka kompozita; z –krak unutrašnjih sila (≈ 90% statičke efektivne visine).

Kapacitet nosivosti na smicanje V sastoji se od nosivosti rešetke V_F i nosivosti betona $V_{Rc,t}$. Uvodi se i faktor k kojim se uzima u obzir efekat mehaničkog stepena armiranja ω_{ct}:

$$V = V_F + k \cdot V_{Rc,t} \tag{5}$$

$$k = 1 - \frac{\omega_{w,ct}}{3} \geq 0 \quad \omega_{w,ct} = \frac{a_{tw} \cdot f_{t,res}}{b_w \cdot f_{ct}} \tag{6}$$

gdje su: A_{tw} – površina poprečnog preseka smičuće armature; $f_{t,res}$ – rezultantna čvrstoća na zatezanje armature u kompozitu; b_w – debljina rebra; f_{ct} – čvrstoća na zatezanje betona

Kod doprinosa rešetke usvaja se minimalna od dve vrednosti kojima se analizira smičuća otpornost armature za prijem smičuće i nosivost na pritisak betonskog rebra:

$$V = \min\begin{cases} a_{tw} \cdot f_{t,res} \cdot z \cdot \cot\beta_r \\ 0.75 \cdot f_{cm} \cdot b_{w,eff} \cdot z/(\cot\beta_r + \tan\beta_r) \end{cases} \tag{7}$$

Nagib prsline β_r zavisi uglavnom od mehaničkog stepena armiranja:

$$\cot\beta_r = 1 + \frac{0.15}{\omega_{w,ct}} < 2.15 \tag{8}$$

$$V_{Rc,t} = \beta \cdot 2/3 \cdot b_{w,eff} \cdot k_x \cdot d \cdot f_{cm} \cdot \left(4\frac{d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(5 \cdot \frac{l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \tag{9}$$

4 ZAKLJUČAK

Karakteristike nosivosti tekstilom armiranog betona zavise od materijala, količine i orjentacije tekstilne armature i matriksa sitnozrnog betona [3]. Modeli materijala koji se istražuju, od kojih su neki prezentirani u radu, vode ka boljem razumevanju mehanizama otkaza tekstilom armirane konstrukcije. Ipak, još ne postoji adekvatna teorija za opis graničnog stanja nosivosti i trajnosti tekstilom AB zato što nisu još uvijek poznati svi faktori koji utiču na svojstva. Zasnovano na modelima, prezentiranim i u naša dva rada može se u budućnosti postaviti koncept sigurnosti i proračuna graničnih stanja. Na sadašnjem nivou problem je kvalifikovan, a za kvantifikaciju su potrebna obimnija eksperimentalna istraživanja, koja treba pratiti i primenama. Iz pokazanih primjera je vidljivo da se tekstilom armirani beton već primjenjuje i da postoje određena iskustva. Razvoj tehnologije spojeva, fleksibilnost tekstila i formulisanje proračunskih modela može biti baza za korišćenje konstruktivnih i kreativnih performansi novih materijala, kao što su vitkost elemenata, oštre ivice i odlična površina betona.

Ovdje je pokazan samo mali dio mogućih primjena tekstilom armiranog betona. Tek je potrebno razviti tehnologiju građenja objekata sa tekstilom armiranim betonom u smislu širenja mogućnosti primjene. Dobre karakteristike u pogledu čvrstoće, duktilnosti i mase konstruktivnih elemenata od tekstilom armiranog betona potrebno je iskoristiti za modifikaciju i poboljšanje do sada primjenjivanih konstruktivnih sistema.

Napomena: Rad je nastao kao deo istraživanja na Tehnološkom projektu br. 16018 koji finansira Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije.

LITERATURA

[1] Abdkadar, A., et al.: *Fuzzy-stochastic evaluation of uncertainties in material parameters of textiles,* AUTEX Research Journal, vol.2, No.3, 2002.

[2] Chudoba, R., et al., *Numerische Modellierung von textilbewehrtem Beton (Numerical Modelling of TRC),* Beton – und Stahlbetonbau 99, Vol. 6, 2004, pp. 460- 465

[3] Hegger, J., Voss, S.,: *Textile Reinforced Concrete – Bearing Behaviour, Design, Application*. Composites in Construstion 1005 – Third International Conference, Lyon, France, July 11 – 13, 2005, pp. 1139 – 1146.

[4] Hegger, J., et al., *Tragverhalten von Textilbewewehrtem Beton,* Beton – und Stahlbetonbau 99, Vol. 6, p. 452-455, 2004.

[5] Kruger, M.; Reinhardt, H. W.: *Prestressed Textile Reinforced Cement Composites.* Frankfurt, in Internationales Techtextil – Symposium fur technische Textilien, Vliesstoffe und textilamierte Werkstoffe, Frankfurt, 23. – 24.04.2001, Vortrag 338.

[6] Moller, B., Sickert, J.-U., Graf, W., Beer, M., *Berucksichtigung raumlich verteilter Unscharfe bei der numerischen Simulation von Textilbeton*. In. Curbach, M. (Hrsg.): Textile Reinforced Structures. Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2). TU Dresden, (2003), pp. 435-446.

[7] Molter, M., *Load-bearing behaviour of Textile Reinforced Cocrete.* PhD. Thesis, RWTH Aachen University, 2005.

[8] RILEM Publications Report 36: *Textile Reinforced Concrete*, State of the Art Report, TC 201-TRC: Textile Reinforced Concrete, 2006.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Damir Zenunoviić[1], Radomir Folić[2]

TEKSTILOM ARMIRANI BETON – PRIMERI PRIMENE U KONSTRUKCIJAMA

Rezime:

U radu su opisani neki primeri novog oblika sprezanja betona sa armaturom od tehničkog tekstila i sa sitnim granulatom. Opisana je primena ovog materijala, koja je višestruka. Najveću primenu imaju kod pojačavanje postojećih konstrukcija različitih sistema. Pored toga primenjuju se za neke nove konstrukcije u kojima manjim debljinama elemenata postižu adekvatne efekte. Koriste se i za integralne oplate, cevi, fasade, i konstrukcijske elemente kao ferocement. Sprezanje ovim materijalom znatno unapređuje svojstva tekstilne matrice i prianjanja. Dat je pregled primene ovih materijala.

Ključne reči: Tekstilom AB, primene, oblici otkaza, pojačavanje konstrukcija, integralne oplate, paneli- obloge, cevi, mostovi

TEXTILE REINFORCED CONCRETE – EXAMPLES OF APPLICATIONS IN STRUCTURES

Summary:

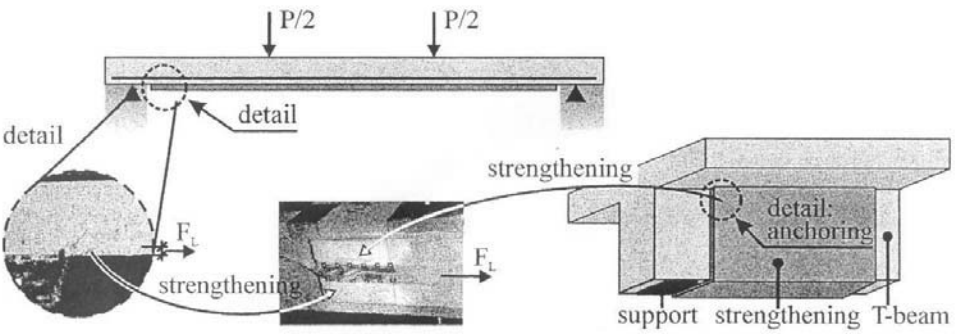
This paper describes some examples of new forms of coupling of concrete with reinforcement of technical textiles with fine granulate. The multiple use of this material is described. They have the greatest application in the strengthening of existing structures of various systems. In addition they are applied in some new structures in which smaller thicknesses of elements achieve adequate results. They are also used for integral formwork, pipes, facade, and construction elements as ferrocement. Coupling with this material significantly enhances the properties of textile matrix and adhesion. The paper provides an overview of the application of these materials.

Key words: Textile reinforced concrete, applications, failure modes, strengthening of structures, integrated formworks, cladding panels, pipe, bridges

[1] Dr , docent, Rudarsko-geološko-građevinski fakultet, Tuzla, BiH, damir.zenuovic@gmail.com
[2] Dr, profesor, Departman za građevinarstvo Fakulteta tehničkih nauka, Novi Sad, folic@uns.ac.rs

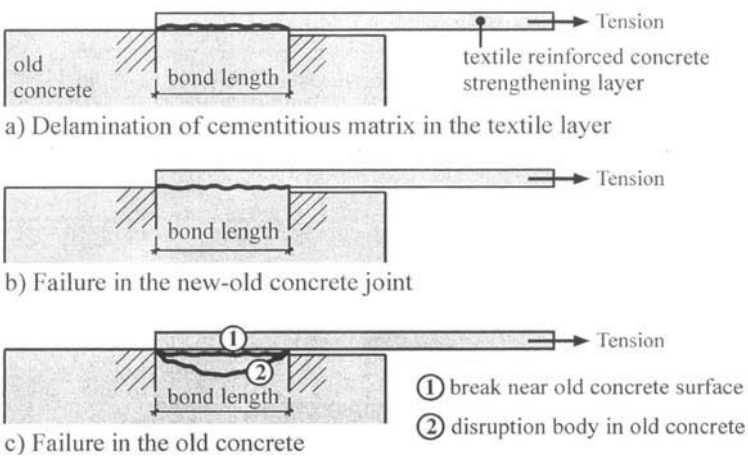
1 UVOD I NOSIVOST NA PRIANJANJE

Nosivost kompozita sastavljenog od starog betona i lamela za ojačanje zasniva se na njihovoj prionljivosti. Za njihovu analizu potrebno je obezbediti mehanizam prionljivosti i sprečiti otkaz ankernog područja lamela. Primjeri su pokazani na slici 1. Otkaz prionljivosti između betona i elemenata lepljenih na njega može nastati u neisprskaloj zoni ankerovanja, ali i usled prslina izazvanih savijanjem, smicanjem ili zbog neravnosti površina betona. Ispitivanjem se može utvrditi neophodna dužina prionljivosti i granična sila prionljivosti što je šire dato u [8].



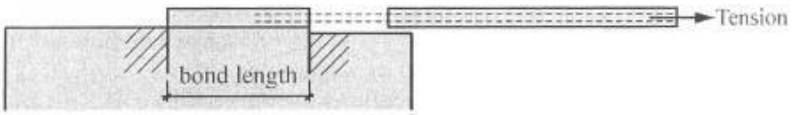
Slika 1 – Slaba mesta ankerovanja različito ojačanih betonskih elemenata [8]

Otkaz sidrenja tekstilne armature nastaje zbog delaminacije slojeva tekstila, kao otkaz u spojnom sloju, ili u „starom“ betonu uz površinu, a ponekad i dublje (slika 2).



Slika 2 – Mogući oblici otkaza prionljivosti između starog i novo sloja konstrukcije [8]

Četvrti oblik otkaza može nastati u području sidrenja (izvlačenjem vlakana iz sloja sitnozrnog betona). (sl. 3). Ovaj slučaj otkaza javlja se primarno kod proizvoda sa vrlo debelim višenitnim užadima, gde je potrebna relativno velika dužina sidrenja. Adhezionim testom na zatezanje utvrđeno je da na nosivost sloja tekstilne armature bitno utiče udaljenost između pojedinih vlakana. Veliki razmaci između vlakana otvaraju veliku površinu za prodiranje cementnog matriksa (matrice). Rezultati istraživanja su prezentirani u [10].



Slika 3 – Otkaz prionljivosti unutar novog sloja betona [8]

Veoma važna je priprema površine starog betona jer hrapavost dodirnih površina sa starim betonom utiče na nosivost spoja. Za hrapavljenje se koriste voda ili pesak pod pritiskom. Uticaj svojstava betona na nosivost ojačanog betonskog elementa izražen je preko maksimalnog zrna. Veća zrna daju veću nosivost na prianjanje zbog boljeg efekta uklinjavanja u prsline. Pri ojačanju tekstilnom armaturom teži se da se prsline otvaraju u sloju ojačanja. Ove prsline se u zoni prianjanja pružaju poprečno, sa uglom između 30 i 90^0. Vezni sloj mora biti takav da nije omogućeno klizanje kao kod primene čeličnih lamela, npr. Stoga, kod ovakvog ojačanja ne može se potvrditi pretpostavka o konstantnim dilatacijama po debljini ojačavajućeg sloja. Prsline imaju veliki uticaj na deformacije ili klizanje u području prianjanja [8] i [9]. Većina postojećih modela prianjanja zasniva se na uspostavljanju odnosa između smičućih napona i deformacije klizanja. U ovom kontekstu klizanje je definisano kao relativno pomeranje između ojačavajućeg sloja od tekstila i starog betona. Ovakvi modeli se ne mogu primeniti kod ojačanja tekstilnim vlaknima, zbog razlike u deformacijama različitih ojačavajućih slojeva (čelična ploča ili tekstil).

2 UTEZANJE PRESEKA TEKSTILOM

Istraživanja su usmerena na upotrebu tekstila sa finim zrnima agregata kao materijalom za utezanje betona, povećanje njegove čvrstoće i deformabilnosti, što je posebno važno kod seizmičkih ojačanja. Obloga tekstilom armiranog betona, kao i kod FRP polimernih vlakana, postavlja se tako da su vlakna dominantno u pravcu uzengija. Ovakva obloga ima približno elastično ponašanje, sve do "otkaza". Za razliku od čelika gde je zbog njegovog tečenja konstantan bočni pritisak utezanja, kod tekstilnih vlakana on kontinuirano raste. Tipične krive naprezanje-deformacija za betonske cilindre 150x300mm utegnute tekstilnim vlaknima debljine sloja 0.047mm pokazuju znatno veću duktilnost nego neutegnut presek. Porast je izražen sa povećanjem broja slojeva za ojačanje sa dva na tri sloja [1].

Jednostavno modeliranje, tekstilnim vlaknima utegnutog betona, uvodi pretpostavku da su naprezanje utezanja f_{cc} i granična dilatacija pri utezanju ε_{ccu} zavisni od napona utezanja u trenutku otkaza σ_{lu} [11], prema:

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 \left(\frac{\sigma_{lu}}{f_{co}} \right)^m \tag{1}$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{co} + k_2 \left(\frac{\sigma_{lu}}{f_{co}} \right)^n \tag{2}$$

gde su k_1, k_2, m i n empirijske konstante.
Prosečni napon utezanja može se odrediti prema izrazu:

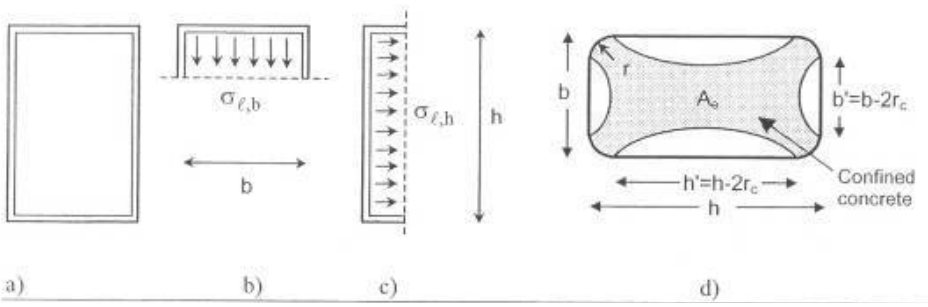
$$\sigma_l = \frac{\sigma_{l,h} + \sigma_{l,b}}{2} = \frac{1}{2} k_e \left(\frac{2t_j}{h} E_j \varepsilon_j + \frac{2t_j}{b} E_j \varepsilon_j \right) = k_e \frac{(b+h)}{bh} t_j E_j \varepsilon_j \tag{3}$$

gde su: E_j i ε_j elastični modul i dilatacija obloge približno u bočnom pravcu, t_j debljina obloge, k_e koeficijent efektivnosti koji se, za vlakna upravna na osu elementa, može odrediti prema izrazu:

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3A_g} \tag{4}$$

Efektivno naprezanje obloge po krugu je:

$$\sigma_{lu} = k_e \frac{(b+h)}{bh} t_j f_{je} \qquad f_{je} = E_j \cdot \varepsilon_j \tag{5}$$



Slika 4 – (a)-(c) Približno prosečno naprezanje utezanja, (d) efektivna utegnuta površina [9]

Na osnovu statističke obrade rezultata dobijenih ispitivanjem cilndričnih i pravugaonih uzoraka i uz pretpostavku da naponi utezanja i granične dilatacije linearno rastu sa povećanjem pritiska utezanja preporučuju se sledeće vrednosti za empirijske konstante, $k_1 = 1.9$, $k_2 = 0.047$.

Doprinos tekstilom armiranog betona u nosivosti na smicanje može se odrediti prema izrazu:

$$V_t = \sum_{i=1}^{n} \frac{A_{ti}}{s_i} \left(\varepsilon_{te,i} E_{fib}\right) 0.9 \cdot d \cdot \left(\cot\theta + \cot\beta_i\right) \sin\beta_i \tag{6}$$

gde su:

$\varepsilon_{te,i}$ – efektivna dilatacija tekstilom armiranog betona u „i“ pravcu što se može uzeti kao prosečna dilatacija vlakna koje preseca dijagonalno pukotinu pri otkazu na smicanje,

E_{fib} – modul elastičnosti vlakna,

d – efektivna debljina poprečnog preseka,

A_{ti} – površina poprečnog preseka svakog užeta u pravcu „i“

s_i – razmak užadi uzduž ose elementa,

θ – ugao između nagnute smičuće prsline u osi elementa.

Rezultati eksperimenata, prezentirani u radu [11], ukazuju da elementi umotani u tekstilom armiran beton imaju značajno povećanje efektivne dilatacije $\varepsilon_{te,i}$ reda veličine 0.8%.

3 KONCEPT PROJEKTOVANJA OJAČANJA TEKSTILOM

Kapacitet nosivosti armiranog betonskog (AB) elementa može se povećati sa tekstilnom armaturom ako: čelična armatura i tekstilni prefabrikat zajedno za granično opterećenje zadovoljavaju kriterijum minimalne armature; sila zatezanja u tekstilnoj armaturi prenosi se u

AB element sidrenjem sloja za ojačanje; sloj za ojačanje postavlja se u zategnutu zonu AB elementa. Pri tome se dvoaksijalni proizvod od AR-stakla koristi kao armatura. Glavna armatura tekstilnog proizvoda orjentiše se u pravcu opterećenja AB elemenata, a u poprečnom pravcu postavlja se približno 25% podužne armature. Athezijom se ostvaruje dovoljno snažna veza između AB elementa i sloja za ojačanje uz priprema površine starog betona. Efikasnost ojačanja zavisi od:

- Površine tekstilne armature po metru.
- Čvrstoće na zatezanje tekstilnog proizvoda spojenog sa sitnozrnim betonom.
- Debljine sloja za ojačanje.
- Procenta armiranja čeličnom armaturom.

Pored dokaza da neće nastati mehanizmi loma elemenata od tekstilom armiranog betona (AB) potrebno je dokazati upotrebljivost ojačanog AB elementa. Mogući uzroci manjeg pomeranja ojačanog AB elementa u odnosu na neojačani su:

- mala udaljenost od površine betona, jer nije potreban zaštitni sloj betona protiv korozije,
- formiranje prslina male širine i malih razmaka zbog kraće dužine sidrenja tekstilne armature.

Proračunski model zasniva se na proračunu betona armiranog čelikom uz pretpostavku Bernoulli-jeve hipoteze. Pretpostavlja se kruto prijanjanje između čelične armature i betona kao i između tekstilne armature i sitnozrnog betona. Granično opterećenje zavisi od granične dilatacije na zatezanje sloja za ojačanje. Još uvek nije dokazano da se rezultati ovih testova mogu primeniti za tekstilom ojačane ploče.

Tekstilom armirano ojačanje značajno doprinosi povećanju nosivosti na smicanje T-grede [4]. Za ovu svrhu sloj za ojačanje sastoji se od slojeva tekstila koji su kompletno obmotani oko poprečnog presjeka ili su U oblika. U pritisnutoj zoni elementa nosivost tekstilne armature zadovoljava uslove prionljivost sloja za ojačanje, jer je potrebna dužina prijanjanja mala.

Do sada su na elementima sa tekstilnom armaturom poznati različiti "otkazi": čeličnih uzengija; pritisnutog štapa; sloja za ojačanje, i ljuštenje sloja za ojačanje. Prekoračenje čvrstoće na zatezanje tekstila unutar sitnozrnog betona dovodi do otkaza kompletnog sloja za ojačanje. Pri tome pojedina vlakna otkazuju unutar smičuće prsline. Preraspodela opterećenja, ubrzava pojavu prslina narednih vlakana sve do potpunog otkaza sloja za ojačanje. Ukoliko je nedovoljna dužina sidrenja vlakna će se izvući, a prekoračenje athezione čvrstoće na zatezanje između sloja za ojačanje i starog betona dovodi do gubitka prionljivosti kompletnog sloja za ojačanje.

Nosivost na smicanje tekstilom ojačanog elementa može se dokazati primenom štapnih (strut & tie) modela. Udeo tekstilne armature u nosivosti na smicanje se nalazi iz izraza:

$$V_{Rd} = V_{Rd,y} + V_{Rd,t} \tag{7}$$

$$V_{Rd,y} = \frac{A_{sw}}{s_{sw}} \cdot f_{yd} \cdot z_s \cdot \left(\cot\vartheta + \cot\alpha_s\right) \cdot \sin\alpha_s \tag{8}$$

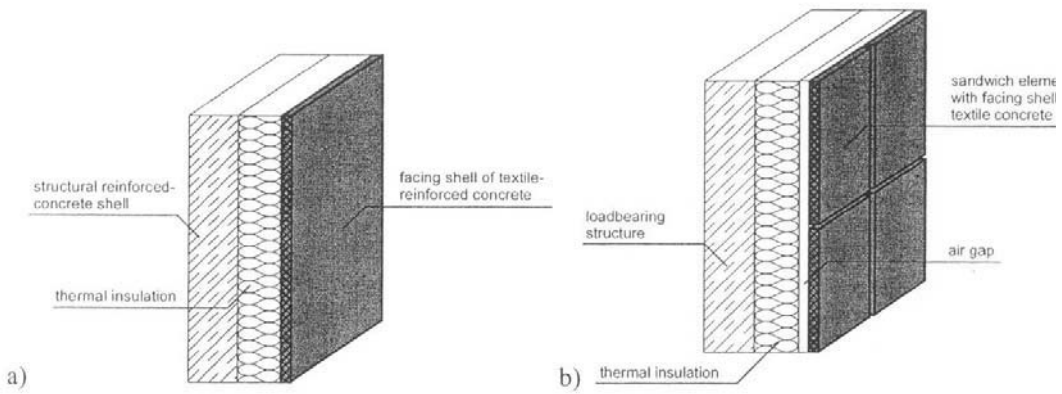
$$V_{Rd,t} = \frac{A_{tw}}{s_{tw}} \cdot f_{td} \cdot z_t \cdot \left(\cot\vartheta + \cot\alpha_t\right) \cdot \sin\alpha_t, \text{ a } z_s \approx z_t \approx 0.9d \tag{9}$$

Tekstilna armatura korišćena je za rehabilitaciju AB visokih stubova. Sloj za ojačanje obmotan je oko poprečnog preseka stuba, a ojačani stub je imao oko 60% veću nosivost od neojačanog stuba. Za potrebe proračuna potrebna su opsežnija ispitivanja, koja su poslednjih godina intenzivna, o čemu svedoči mnoštvo radova iz ove aktuelne oblasti, kao i širi pregled stanja dat u [10].

4 OSTALE PRIMENE TEKSTILOM ARMIRANOG BETONA

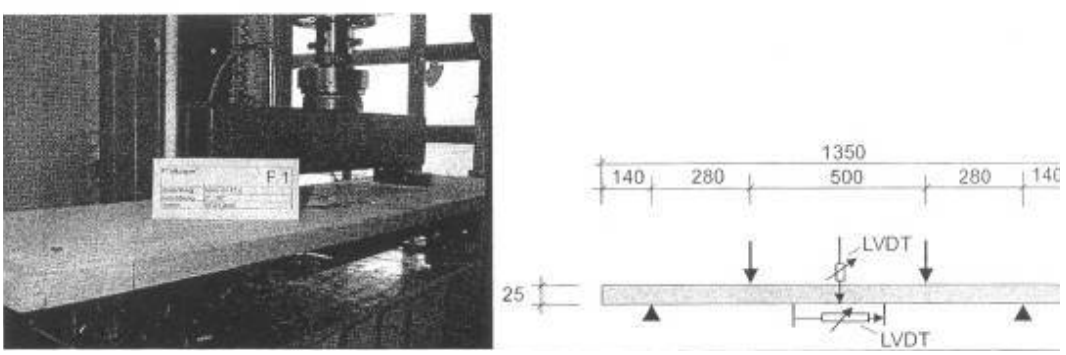
Armiranje betona sa tehničkim tekstilom proširuje njegovu primenu u nova područja. Zbog otpornosti na koroziju tekstilnog materijala nisu potrebni debeli zaštitni slojevi kao kod uobičajenih AB konstrukcija. Zbog toga se mogu koristiti tanki konstruktivni elementi sa debljinom zida čak i manjom od 10mm. Struktura sitnozrnog betona garantuje kvalitetne ravne i oštre ivice tako da je tekstilom armirani beton veoma pogodan sa arhitetonskog aspekta. On se već primenjuje za obložne panele [10] i okvirne sisteme [4].

Osnovna prednost je smanjenje debljine fasadnih panela u odnosu na uobičajne armiranobetonske fasadne elemente debljine 70-100mm. Obložni paneli od tekstilom armiranog betona primenjeni su za oblaganje aneksa hale u Institute of Structural Concrete, RWTH Aachen University. Korišćeni su sendvič elementi debljine 35mm (sl. 5).



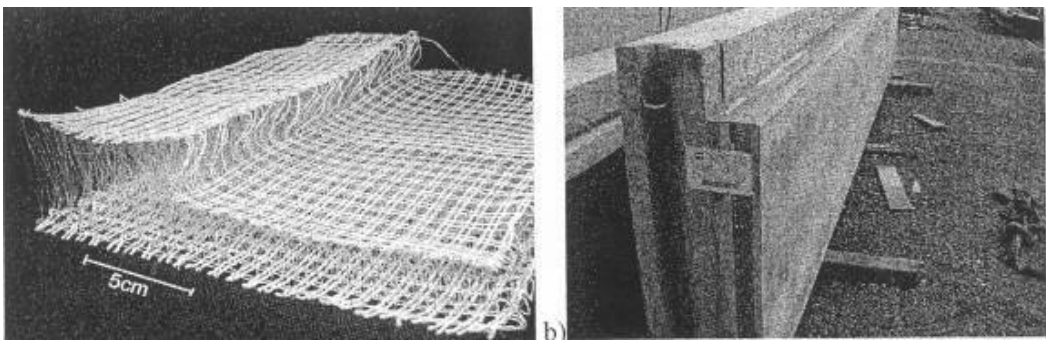
Slika 5 – Sendvič elementi i obložni paneli tekstilom armiranog betona [10]

Sloj tekstilne armature je u podužnom smeru oko 4mm od površine panela. Dakle, zaštitni sloj betona je oko 3mm. Fasadni elementi su proračunati na opterećenju vetrom. Proračun panela sproveden je pod uslovom da ne dođe do pojave prslina pod eksploatacionim opterećenjem. Za armiranje panela korišćena su obložena alkalno otporna staklena vlakna u vidu mreža, koje su postavljene uz dve površine kao donja i gornja armatura. Paneli su ispitani na savijanje (slika 6).



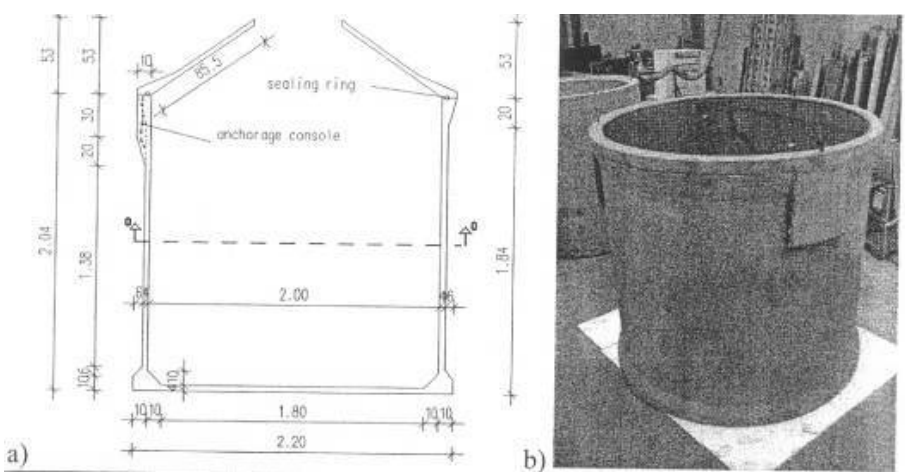
Slika 6 – Test na savijanje tekstilom armiranih panela (RWTH Aachen University) [10]

Za proizvodnju panela koristio se samozbijajući sitnozrni beton, sa maksimalnim zrnom agregata 1–2mm, kao optimalan za ugrađivanje tekstila. U Nemačkoj je već u upotrebi prvi odobreni sistem ovakvih panela dimenzija 1200x600x20mm (Hering-Hochbauen GmbH Burbach), a u Evropi je već izgrađeno niz objekata sa fasadnim panelima od tekstilom AB, što je opisano u [10]. U upotrebi su i sendvič elementi sa dva nosiva zidna sloja i izolacijom između njih. Za takve elemente koristi se tekstilna armatura određenog oblika, koja se ugrađuje u oplatu (sl. 7). Potom se betonira sa visoko tečnim sitnozrnim betonom.



Slika 7 – Sendvič elementi od tekstilom AB: a) profilisani, b)kompletiran sendvič element [10]

U Nemačkoj se planiraju decentralizovani sistemi za tretman otpadnih voda, koji su racionalni za manja naselja. Zbog svoje velike nosivosti i malih troškova prefabrikacije rezervoari od armiranog betona su dominantni na tržištu. Međutim, ostaje problem trajnosti konstrukcije, naročito u ovakvim agresivnim sredinama kao što je otpadna voda. Tekstilom AB ima prednost u odnosu na uobičajeni AB zbog smanjenja težine sa tanjim zidovima i većom otpornošću na alkalna dejstva. Na Univerzitetu u Aachenu razvijen je sistem sa odgovarajućom recepturom sitnozrnog betona i adekvatnom tekstilnom armaturom. Prototip koji je realizovan pokazan je na slici 8.

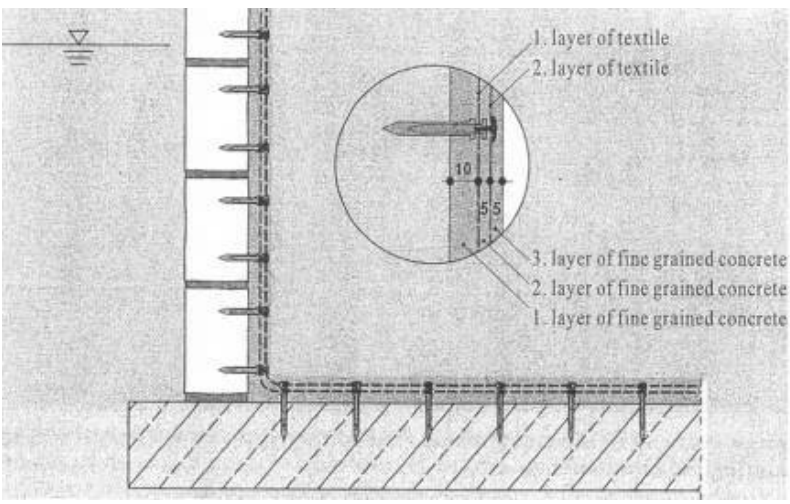


Slika 8 – Prototip pogona za tretman otpadnih voda: a) geometrija, b) prototip [10]

Zid rezervoara je 40mm. Tekstilna armatura, kao dvoaksijalna mreža od karbonskih vlakana sa masom 160g/m^2 u svakom pravcu, postavljena je sa obe strane zida.

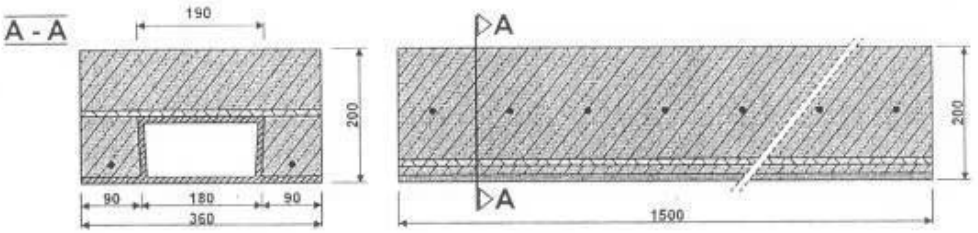
Paneli od tekstilom AB upotrijebljeni su za zaštitu od buke na željezničkoj pruzi Amsterdam-Pariz. U toku 2003. godine ugrađeno je 18.000m^2 panela. Paneli od tekstilom AB upotrebljeni su i kao zaštita zidova od prodora vode. Dimenzije panela zidova su 2400x1000x25mm, mase 135kg, ako se koristi beton normalne mase ili 100kg za laki beton. Za armiranje se koristi upleteni tekstil od AR-staklenih vlakana. Razmak užadi u oba pravca je 7.5mm. Poprečni presek AR-stakla je oko 55mm^2/m u svakom pravcu. Tekstilni proizvod je impregniran sa specijalnom mešavinom na bazi polimera. Tekstilna armatura je postavljena u dva sloja. Korišćene su dve različite smese betona da bi se redukovalo skupljanje i smanjile deformacije tanke ploče. Jedna je sitnozrni beton sa maksimalnim zrnom Ø 1mm i većom količinom vezivnog sredstva, a druga beton sa redukovanom količinom veziva i maksimalnim zrnom Ø 4mm. Da bi se povećala otpornost na pojavu prslina u jezgru betona dodata su kratka staklena vlakna dužine 9mm. Obložna ploča je sendvič element u 5 slojeva. Dva fasadna sloja su 4mm debljine i izvedena su od sitnozrnog betona. Jezgro sendviča je ispunjeno sa betonom. Između slojeva betona postavljena je tekstilna armatura. Zaštitni sloj betona je 3mm.

Tekstilom AB može se koristiti za zaštitu podrumskih prostorija sa visokim nivoom podzemne vode, gde se upotrebljavaju tanke zidne obloge debljine 20mm, čime se neznatno redukuje korisni prostor unutar objekta (sl. 9).



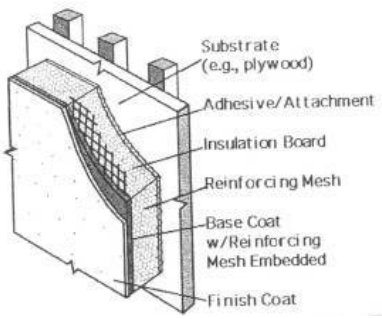
Slika 9 – Vodozaptivna konstrukcija od tekstilom armiranog betona [4]

U sklopu DBV/AiF istraživačkog projekta [3] u Aachenu su razvijeni gotovi elementi koji se mogu primenjivati za betonske međuspratne konstrukcije armirane čelikom. Elementi mogu preuzeti opterećenje za vreme izvođenja, a ostaju integrisani u konstruktivni element nakon betoniranja (sl. 10). U konačnoj fazi dodatna čelična armature preuzima sile zatezanja. Neophodan zaštitni sloj betona može se redukovati kroz primenu sitnozrnog cementnog matriksa. Ovakvi prefabrikati su veoma laki za manipulaciju na gradilištu. Kod spoljnih izolacionih sistema akrilom modifikovani cementni matriks armiran mrežama od staklenih vlakana koristi se kao zaštita termoizolacija. Mreža od staklenih vlakana ima ulogu sprečavanja pucanja zaštitnog zida usled termičkih dejstava i od oštećenja udarom (sl. 11).



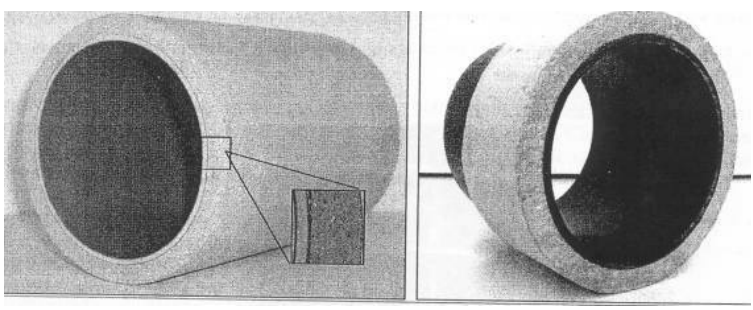
Slika 10 –Integrisani oplatni elementi za čelikom armirane međuspratne konstrukcije [3]

Za povećanje seizmičke otpornosti zidanih zidova koristi se mreža (CMG) kao kompozit sa dva sloja matriksa na cementnoj bazi, čime se poboljšava nosivost i duktilnost zidova. Ovaj sistem je kompatibilan sa zidanom podlogom u pogledu hemijskih, fizičkih i mehaničkih svojstava i lako se nanosi. Pored otpornosti na požar on omogućuje transport vazduha i vlage između matriksa i podloge i obnovljiv je, što je posebno značajno za istorijske objekte. Za armiranje se koriste mreže od karbonskih vlakana ili AR-staklenih vlakana.

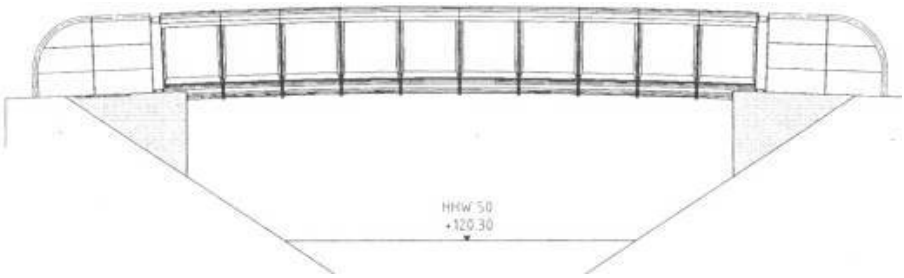


Slika 11 – Spoljni izolacioni sistem, prema [6]

Novi pristup u proizvodnji cevi od kompozitnih materijala je kombinacija pozitivnih svojstava polimernih cevi sa značajnim povećanjem čvrstoće kroz primenu tekstilom armiranog sitnozrnog betona (sl. 12). Obloga od tekstilom AB sastoji se od užadi izvedenih od alkalno otpornog stakla (AR-stakla) izložena unutrašnjem pritisku i spoljašnjem opterećenju (zemlja, npr.). Prednost primene tekstilom AB je visoka čvrstoća, duktilno ponašanje tankih zidova i visoka otpornost na koroziju. Primena kod mostova malih raspona prikazana je na sl. 13. Most je izgrađen u Nemačkoj i namenjen je za bicikliste i pešake.



Slika 12 – Kompozitne cevi sa unutrašnjom plastičnom cevi od PVC (levo), PE (desno)



Slika 13 – Pešački most od tekstilom armiranog betona preko potoka Dollnitz-Nemačka

Napomena: Zaključak je dat u drugom radu, istih autora, pripremljen za ovaj skup.

Rad je nastao kao deo istraživanja na Tehnološkom projektu br. 16018 koji finansira Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj Republike Srbije.

LITERATURA

[1] Aldea, C., Mobasher, B., Singla, N.: *Cement-Based Matrix-Grid System for Masonry Rehabilitation*, ACI Spring Convention, New York, April, 2005.

[2] Brameshuber, W., Koster, M., Hegger, J., Voss, S., Gries, T., Barle, M., Reinhardt, H.W., Kruger, M.: *Textile Reinforced Concrete for Integrated Formworks*, 12.International Techtextil-Symposium, Frankfurt, April 2003.

[3] Brockmann, T., Hinzen, M., Brameshuber, W.: *Subsequent Sealing of Basements with a waterproof Textile Reinforced Concrete Construction*, Ferro8, 2006, Bangkok

[4] Bruckner, A., Ortlepp, R., Curbach, M.: *Shear Strengthening with Textile Reinforced Concrete,* Third International Conference Composites in Construction, Lyon, 2005.

[5] Curbach, M., Bruckner, A.: *Textile Strukturen zur Querkraftverstarkung von Stahlbetonbauteilen*, 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures – CTRS2, Dresden, 2003., pp.347-360

[6] ETAG 004 „Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite Systems with Rendering“, EOTA , Mart 2000., http://www.eota.be/pdf/FG004 ETICS FIN2.pdf (june, 2010)

[7] Hegger, J. et al.: *Decentraliced Wastewater Treatment Plants made of Textile Reinforced Concrete*, Tagungsband zum Tech-Textil Symp. Frankfurt, 2003., Nr.4.28.

[8] Ortlepp, R., Curbach, M.: *Bonding Behaviour of Textile Reinforced Concrete Strengthening*, Proceedings of the Fourth International RILEM Workshop, Ann Arbor, June 2003., pp.517-527

[9] Ortlepp, R., Ortlepp, S., Curbach, M.: *Stress Transfer in the Bond Joint of Subsequently Applied Textile Reinforced Concrete Strengthening*, Sixth RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete – BEFIB 2004, Varena-Lecco, Sept. 2004.

[10] RILEM Publications Report 36: *Textile Reinforced Concrete*, State of the Art Report, RILEM Technical Committee 201-TRC: Textile Reinforced Concrete, 2006.

[11] Triantafillou, T.C.et al.: *Concrete Confinment with Textile Reinforced Mortar (TRM) Jackets,* ACI Structural Journal, 103(4), 2006.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Gordana Topličić-Ćurćić[1], Zoran Grdić[2], Nenad Ristić[3], Iva Despotović[4]

UTICAJ RAZLIČITIH VRSTA KUPNOG AGREGATA NA OTPORNOST BETONA NA HABANJE BRUŠENJEM

Rezime:

Otpornost betona na habanje brušenjem ima značajnu ulogu pri izradi betonskih ploča za popločavanje trotoara tj. pešačkih zona, betonskih kolovoza, industrijskih podova i drugog. U radu je dat prikaz eksperimentalnog istraživanja uticaja različitih vrsta krupnog drobljenog mineralnog agregata na otpornost betona na habanje brušenjem. Spravljene su betonske mešavine sa četiri vrste drobljenog mineralnog agregata: krečnjakom, andezitom, diabazom i bazaltom. Takođe je data zavisnost između otpornosti betona na habanje brušenjem u odnosu na vodocementni faktor i čvrstoću pri pritisku.

Ključne reči: habanje, vrsta agregata, čvrstoća pri pritisku betona, Bemeova mašina

INFLUENCE OF VARIOUS TYPES OF COARSE AGGREGATE ON CONCRETE RESISTANCE TO WEAR BY GRINDING

Summary:

Resistance of concrete to wear by grinding has an important role in production of concrete slabs for paving sidewalks and pedestrian pathways, concrete carriageways, industrial flooring and other. The paper presents experimental research of the influence of various kinds of coarse crushed mineral aggregate on the resistance of concrete to wear by grinding. Four concrete mixtures with four types of crushed mineral aggregate were made: with limestone, andesite, diabase, basalt. Also given are correlations between the concrete resistance to wear by grinding and water to cement ratio and compressive strenght.

Key words: grinding, aggregate type, concrete compressive strength, Bohme's machine

[1] doktor, docent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

[2] doktor, vanredni profesor, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

[3] doktorant, asistent, Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

[4] magistar, predavač, Visoka građevinsko - geodetska škola, Beograd

1 UVOD

Otpornost betona na habanje brušenjem zavisi od čvrstoće pri pritisku betona kao i od tvrdoće u površinskom sloju. Agregat od koga je spravljen beton mora biti dovoljno otporan na ovaj uticaj. Preporučuje se primena cemenata visokih klasa kao i spravljanje betonskih mešavina sa niskim vodocementnim faktorom. U slučaju ovakvih betona prednost ima drobljeni agregat, pri čemu treba težiti optimalnom učešću krupnih frakcija uz minimalno potrebno učešće sitnih frakcija.[1]

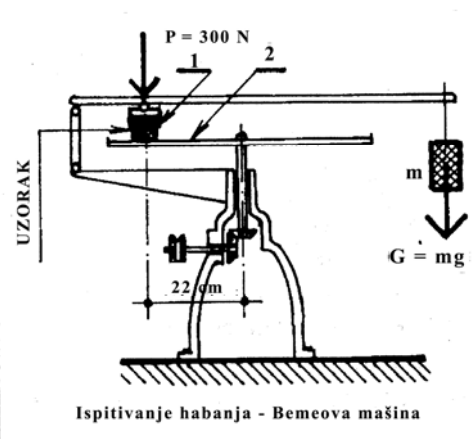
Osobine drobljenog mineralnog agregata zavise od osobina stenske mase od koje je dobijen, konkretno od njene otpornosti na habanje. Habanje stena zavisi od: tvrdoće minerala, strukture i teksture tj. oblika zrna, njihove veličine, cepljivosti, načina povezanosti, vrste i količine cementa kod posredno vezanih stena, od postojanja defekta u steni kao i stanja svežine.

Najveće habanje imaju stene izgrađene od minerala sa malom relativnom tvrdoćom po Mosovoj sali. Takve su hloridne i sulfatne stene. Manje habanje imaju karbonatne stene, a najmanje stene izgrađene od tvrdih minerala (kvarc, amfiboli, pirokseni, olivini i dr.), konkretno sicilijske stene. Kod posredno vezanih stena većim habanjem odlikuju se stene sa vezivom manje čvrstoće (limonitsko, glinovita veziva i sl.), a manjim habanjem stene sa vezivom veće čvrstoće (kvarcno, hematitsko karbonatna veziva i sl.). Kod metamorfnih stena veće habanje imaju škriljci nižeg kristaliteta tj. stene sa dosta talka, hlorita, liskuna i sličnih minerala. [2]

Otpornost betona na habanje bušenjem može se odrediti na Bemeovoj mašini prema standardu SRPS B.B8.015. Skica je data na slici 1.

Metoda Bemea se sastoji u habanju uzorka betona oblika kocke ivice dužine 7,07cm tj. površine 50 cm^2. Za ispitivanje treba pripremiti najmanje tri uzorka. Površina koja se izlaže habanju mora biti glatka. Uzorci se osuše do konstantne mase i odredi im se zapreminska masa. Uzorak se stavi u aparat i optereti silom od 300N. Po putanji uzorka pospe se brusni prah elektrokorund u propisanoj težini. Zatim se brusna ploča okreće brzinom i na način kako je dato u standardu.

Otpornost prema habanju brušenjem izražava se ukupnim gubitkom mase u odnosu na stvarnu površinu uzorka izloženu habanju.



Slika 1 – Bemeova mašina za merenje otpornosti na habanje brušenjem

2 EKSPERIMENTALNI DEO

Za spravljanje betona korišćen je cement Holcim PC 35M (S–Q) 42,5N u količini od 380 kg/m^3 betona. Ovaj cement je odabran zato što je najzastupljeniji u građevinskoj praksi u Jugoistočnom delu Srbije.

Za spravljanje etalon betona korišćen je rečni separisani agregat iz reke Južne Morave. Za spravljanje ostalih betonskih mešavina korišćene su četiri vrste krupnog drobljenog agregata: krečnjak iz kamenoloma "Koreni" iz Nišora kod Pirota, andezit iz "Velike Bisine" kod Raške, diabaz iz kamenoloma "Tavani" kod Rume i bazalt iz kamenoloma "Zebrnik" kod Kumanova. Sve vrste agregata su podeljene u tri osnovne frakcije 0/4, 4/8 i 8/16 mm. Kod svih betonskih mešavina sitan agregat je bio poreklom rečni.

Bez obzira na vrstu agregata granulometrijski sastav mešavine za spravljanje betona bio je jednak, uz prihvatljiva odstupanja. Inače, granulometrijski sastav je odgovarao srednjoj vrednosti standardnih granulometrijskih sastava A i B.

Konačno, za spravljanje betona korišćena su tri vodocementna faktora 0,45, 0,55 i 0,65 čime su pokrivene sve četiri vrste konzistencije betona. Svi korišćeni materijali su ispunjavali uslove kvaliteta za spravljanje betona propisane srpskim standardima.

Beton je spravljan i negovan u kontrolisanim termohigrometrijskim uslovima. Na svežem i očvrslom betonu je ispitin veći broj njegovih svojstava pri različitim starostima, ali će u ovom radu biti prikazani samo rezultati dobijeni merenjem habanja betona brušenjem na Bemeovoj mašini.[3]

Dobijeni rezultati dati su tabelarno (tabela 1).

Tabela 1 – Vrednosti otpornosti na habanje brušenjem pomoću Bemeove mašine

Betonska mešavina	Vrsta krupnog agregata u betonu	Vodocementni faktor	Habanje [cm^3 /50 cm^2]	Čvrstoće pri pritisku u MPa
1.	Rečni	0,45	14,14	52,55
2.		0,55	16,03	41,99
3.		0,55	19,17	34,88
4.	Krečnjak	0,45	16,34	50,99
5.		0,55	18,46	47,77
6.		0,55	20,26	33,44
7.	Andezit	0,45	14,72	54,66
8.		0,55	16,20	50,44
9.		0,55	18,67	35,16
10.	Diabaz	0,45	14,12	65,10
11.		0,55	16,82	58,55
12.		0,55	18,43	44,44
13.	Bazalt	0,45	13,92	70,77
14.		0,55	15,24	55,44
15.		0,55	17,46	47,33

Određene su funkcije korelacione zavisnosti i koeficijent korelacije za zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem na Bemeovoj mašini i vodocementnog faktora u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata (tabela 2). Najbolje rezultate korelacije dala je logaritamska funkcija sa visokom vrednošću korelacionog koeficijenta.

Tabela 2 – Funkcije korelacione zavisnosti i koeficijent korelacije za zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem na Bemeovoj mašini i vodocementnog faktora u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata

Vrsta krupnog agregata u betonu	Logaritamske funkcije	
Andezit	$y_a = 10.63\text{Ln}(x) + 23.004$	$R^2 = 0.9619$
Krečnjak	$y_k = 10.657\text{Ln}(x) + 24.844$	$R^2 = 1$
Diabaz	$y_d = 11.778\text{Ln}(x) + 23.63$	$R^2 = 0.9915$
Bazalt	$y_b = 9.5256\text{Ln}(x) + 21.342$	$R^2 = 0.9611$
Rečni	$y_r = 13.537\text{Ln}(x) + 24.692$	$R^2 = 0.9624$

Slika 2 – Otpornost na habanje brušenjem na Bemeovoj mašini u zavisnosti od vodocementnog faktora i vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata

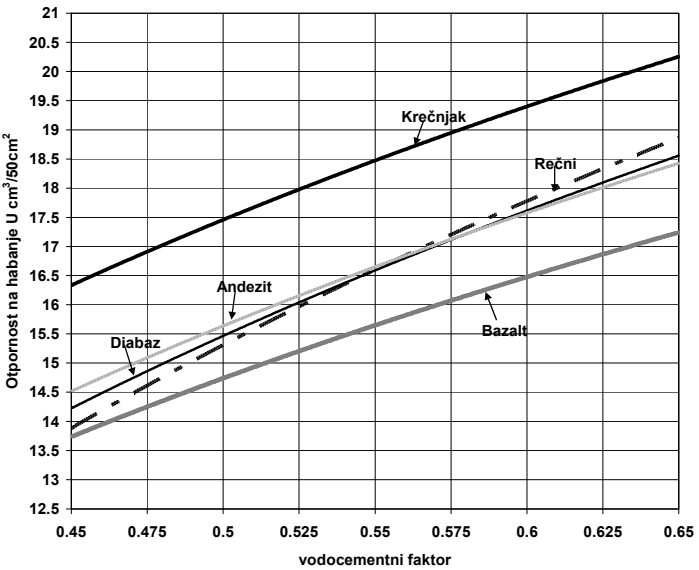
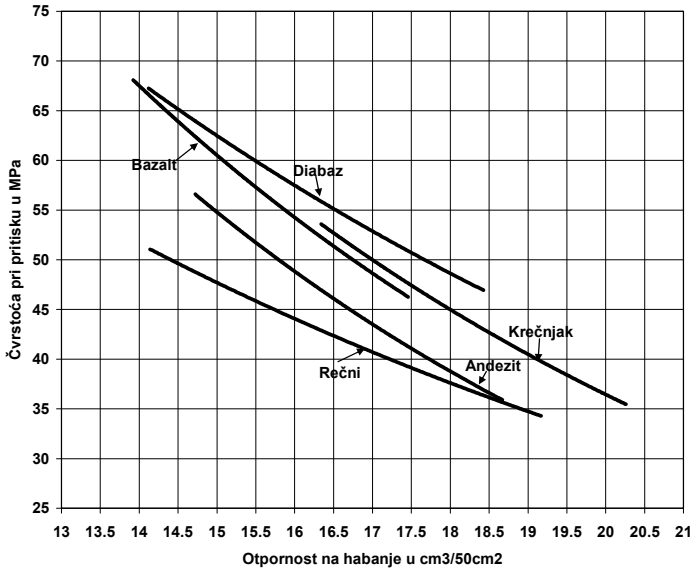


Tabela 3 – Funkcije korelacione zavisnosti i koeficijent korelacije za zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem na Bemeovoj mašini i čvrstoće pri pritisku u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata

Vrsta krupnog agregata u betonu	Eksponencijalne funkcije	
Andezit	$y_a = 308.56e^{-0.1152x}$	$R^2 = 0.9573$
Krečnjak	$y_k = 299.78e^{-0.1054x}$	$R^2 = 0.8288$
Diabaz	$y_d = 218.58e^{-0.0835x}$	$R^2 = 0.8511$
Bazalt	$y_b = 311.5e^{-0.1092x}$	$R^2 = 0.9296$
Rečni	$y_r = 156.51e^{-0.0792x}$	$R^2 = 0.9616$



Slika 3. Zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem i čvrstoće pri pritisku u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata

Za zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem i i čvrstoće pri pritisku u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata dobijena je eksponencijalna funkcija korelacije, tabela 3, slika 3.

3 DISKUSIJA REZULTATA I ZAKLJUČCI

Na osnovu dobijenih krivih (slika 2) zaključuje se da sa porastom vodocementnog faktora dolazi do povećanja vrednosti habanja brušenjem. Stene od kojih su napravljeni drobljeni agregati imaju skoro iste vrednosti habanja po Bemeu. Kamen bazalt – 11,9 cm^3/cm^2; kamen diabaz – 11,9 cm^3/cm^2; kamen andezit – 11,7 cm^3/cm^2. Nešto veću vrednost habanja ima krečnjak : 16 cm^3/cm^2. Uočava se, da skoro iste vrednosti, tj. dijagrame korelacije (slika 2) imaju betoni spravljeni sa krupnim agregatom od andezita, diabaza i rečnog. Zanemarljivo manje vrednosti habanja ima beton spravljen sa krupnim agregatom od bazalta. Beton sa krupnim agregatom od krečnjaka ima neznatno veće vrednosti habanja. [4]

Na osnovu prethodnog se zaključuje da vrednost habanja betona zavisi od otpornosti na habanje samog agregata, odnosno od stene od koje je spravljen agregat.

U tabeli 3 i na slici 3, data je zavisnost između otpornosti na habanje brušenjem na Bemeovoj mašini i čvrstoće pri pritisku betona u funkciji vrste krupnog drobljenog mineralnog agregata. Iz dijagrama se zaključuje da sa porastom čvrstoća pri pritisku betona raste i otpornost na habanje brušenjem.[5] Ta korelaciona zavisnost je uslovljena vrstom krupnog drobljenog mineralnog agregata, odnosto čvrstoćom pri pritisku stene od koje je dobijen agregat [6],[7].

LITERATURA

[1] *"Osnovi teorije i tehnologije betona"* / Muravljov M.//Građevinska knjiga, Beograd, 1991.

[2] *"Inženjerska geologija"* / Jevremović D. // Građevinsko – arhitektonski fakultet u Nišu

[3] *"Uticaj različitih vrsta drobljenih mineralnih agregata na čvrstoću pri pritisku betona merenu skerometrom"*/Topličić-ĆurčićG.,GrdićZ.//:Zbornik radova DGKS Simpozijum 2008., Zlatibor, 24. – 26. 09.2008., str. 673 – 679.

[4] *"Uticaj vrste drobljenog mineralnog agregata na neka fizičko-mehanička svojstva betona"/*Topličić-Ćurčić G.**,** Grdić Z.// Građevinski kalendar 2009, vol.41, Savez građevinskih inženjera Srbije, Beograd, decembar 2008. UDK: 624(059) YU ISSN 0352-2733 COBISS.SR-ID 43031, p.p. 147 – 170., UDK: 620.173:691.32

[5] "*Uticaj fizičko-mehaničkih karakteristika drobljenog mineralnog agregata na svojstva betona sa posebnim osvrtom na čvrstoću"/* Topličić-Ćurčić G.//Doktorska disertacija, 17.02.2009.

[6] *"Properties of cocrete"* / A.M. Neville // Pearson Education Limited, England, 2005.

[7] *"Concrete Technology"* / A.M. Neville, J.J. Brooks // Pearson Education Limited, England, 2005.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vladimir Gocevski[1]

EFFECTS OF ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE ON LONG TERM PRE-STRESSING LOSSES

Summary:

The main factors influencing the evaluation of the internal Ultimate Pressure Capacity of a Nuclear Power Plant reactor building are presented. The paper explains the numerical simulation of post-tensioning losses in concrete. That takes into account elastic as well as inelastic strains due to loading, shrinkage strains due to drying or cooling, and inelastic strains from alkali-aggregate reaction (AAR) related swelling. The simultaneous contribution of AAR, shrinkage and creep, are simulated using an elastic-plastic constitutive relation. Based on obtained strain differences in the concrete over time, the post-tensioning losses/gains are evaluated for the vertical as well as horizontal cables.

Key words: alkali-aggregate reaction, pre stressed concrete, constitutive model

EFEKAT ALKALNO-AGREGATNE REAKCIJE U BETONU NA DUGOROCNE GUBITKE PREDNAPREZANJA

Rezime:

Kljucni faktori koje uticu na proracun Maximalnog Unutresnjeg Pritisaka reaktorske zgrade nuklearne centrale su prestavljene. Numericke simulacije gubitka prednaprezanja uzimajuci u obzir relativne deformacije od opterecenja, skupljanja i tecenja betona kao i bubrenja prouzrokovanog od alkaline reakcije su dalje objasnjene. Numericke modele incorporiraju elasto-plasticne constitutivne relacije da bi uspesno simulirali tokom vremena istovremeno delovanje skupljanja, tecenja i bubrenja betona. U zavisnosti od dobijenih rezultata diferencijalnih pomeranja u betonu gubitke/povecanja prednaprezanja u vertikalnih i horizontalnih kablova su evaluirane.

Kljucne reci: alkalna reakcija, prednapregnuti beton, constitutivne relacije

[1] Hydro-Quebec 855 Ste-Catherine Est, 8th floor Montreal H2L 4P5, (Quebec), Canada

1 INTRODUCTION

The formation and expansion of cracks and the changes of pre-stressing over time are continuously affecting the structural behaviour at Gentilly-2 NPP. Recently, an elaborate numerical procedure was used to evaluate the Ultimate Pressure Capacity (UPC) of the post-tensioned reinforced concrete envelope. The results were essential for the design of "controlled safety discharge equipment". The UPC of the reinforced concrete envelope, after twenty seven (27) years of operation, depends mainly on the losses/gains of post-tensioning forces due to creep, alkali-aggregate reaction (AAR) related concrete swelling. The factors directly affecting the mechanisms contributing to post-tensioning losses and propagation of cracks in the concrete are well defined. Concrete shows elastic as well as inelastic strains due to loading, shrinkage strains due to drying or cooling and inelastic strains from AAR related swelling. These strains individually are relatively well described in the literature. In order to simplify the modeling of the concrete behaviour it is essential to isolate and consider only the effects of greater importance. For example, on the long term behaviour such as drying and thermal shrinkage strains may be only considered. Or, it is common practice in modeling to ignore the distinction between the basic and the drying creep, and to consider creep simply as the deformation under load in excess of the sum of the elastic strain and free drying shrinkage strain. In the particular case of G2, we know that the aggregate used in the concrete is reactive with alkali from the cement. This chemical reaction produces an alkali-silica gel. The gel, when moisture is present, can absorb water and expand, which causes cracking of the concrete. It is confirmed that concrete structures generally expand with lower rates than the free expansion measured on cast cylinders or cores extracted from AAR affected structures. The reason is that the potential free expansion is restrained in a structure either internally by reinforcement, compression from pre-stressing, or externally by applied stresses. Therefore, it is important to employ adequate numerical models for simulation of shrinkage, creep and AAR effects in concrete.

2 DESCRIPTION OF THE STRUCTURE, POST-TENSIONING AND MATERIAL PROPERTIES

The containment structure, together with the air locks, penetrations, and other containment appurtenances, forms the containment envelope which is the pressure retaining portion of the containment system. The general arrangement of the containment structure is shown in Fig.1.

BBRV post-tensioning system was used. The tendon of this system, used at G2, consists of 85 - 6.35 mm diameter wires. The ultimate tensile strength and the modulus of elasticity of the post-tensioning steel cables are 1760 MPa and 200 GPa respectively. The ultimate post-tensioning cable force P_u is calculated to be P_u = 5 757 kN. The applied jacking force was 70% of the ultimate force ($0.7P_u$). The initial losses (IL) of the force during the transfer from the jacks to the anchors, based on post-tensioning inspector's reports, was evaluated around 2% (average).The perimeter wall has circumferential tendons and vertical tendons while the upper dome consists of three layers of superimposed tendons, the latter placed in such a way that the tendons from the three layers form spherical equilateral triangles. The circumferential tendons are semi-circles anchored at every second buttress (from position 1 to 5; 3 to 7; 5 to 1 and 7 to 3

as shown in Fig.1). After correcting for the initial losses the post-tensioning force in vertical and horizontal cables of the circumferential wall, annular beam and superior dome were P^i_{wv} = 3 896 kN. (IL=2%), P^i_{wh} = 3 975 kN. (IL=1%), P^i_{ab} = 3 883 kN. (IL=3%) and P^i_{sd} = 3 969 kN. (IL=1%) respectively. The equivalent initial compressive stresses in the concrete sections were evaluated based on spacing of the cables in the structural elements. They were calculated to be on average: σ^i_{csd}=10.7 MPa for the two perpendicular principal components in spherical plane of the superior dome, σ^i_{cwh} = 5.9 MPa for circumferential and σ^i_{cwv} = 3.5 MPa for vertical direction of the wall, σ^i_{iab} = 4.4 MPa and σ^i_{sab} = 2.3 MPa for the inferior and superior part of the annular beam. Supplementary information may be obtained from the 2003 report (Gocevski 2003).

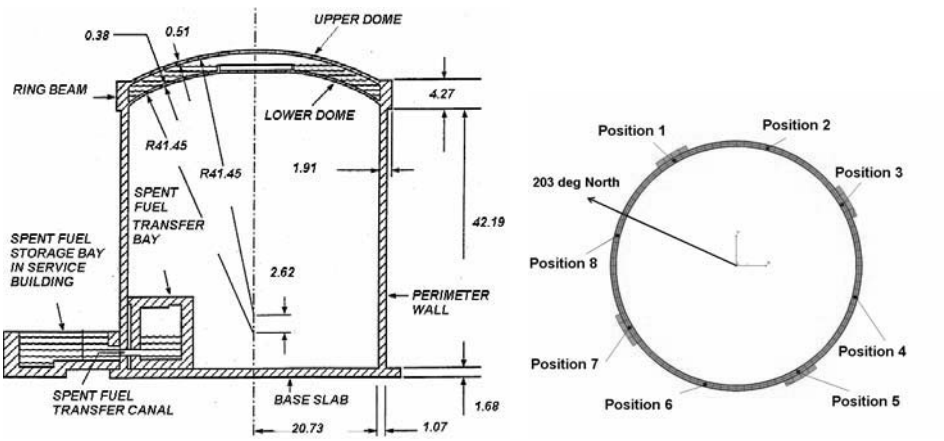


Figure 1. Containment structure (or reactor building envelope) – vertical and horizontal section

The mechanical characteristics of the concrete at the time of construction were obtained from the reports of the laboratory tests at 28-day. They are: compressive strength f'_c = 35 MPa, tensile strength f'_t = 2.72 MPa, modulus of elasticity E_c = 34.5 GPa. More recent (1999) tests on the cores extracted from the walls indicate compressive strength of f'_c = 52.0 MPa, tensile strength f'_t = 2.0 MPa, and modulus of elasticity E_c = 29.5 GPa, In general, the degradation of mechanical properties of concrete comes mainly from mechanical damage to the material. During the continuing AAR, the expansive silica gels destroy the concrete matrix bonds and cause fracturing between aggregates and the adjacent cement paste. The mechanical characteristics of the concrete obtained at 1999 were introduced in the material degradation laws as values obtained at present (year 2010) and are incorporated in the constitutive relations of the numerical model. The mechanical properties for year 2035 were predicted based on the concrete degradation observed between 1980 and 1999. It was assumed that the compressive strength will stay the same as the one measured in 1999 hence, f'_c = 52.0 MPa, while the tensile strength was assumed to deteriorate to f'_t = 1.5 MPa, as well as the modulus of elasticity E_c = 24.00 GPa, or it will degrade 30% which is common observation at AAR affected concrete in hydroelectric power plants after 60 years of aging.

Parameters of the material constitutive law corresponding to concrete volumetric changes

were chosen so that numerically generated estimates of strain rates corresponded to those registered in-situ. It was observed from the in-situ measurements in several AAR affected power plants in Quebec that the concrete expansion slows down if the compressive stress exceeds 2 or 3 MPa. Hence the expansion in the numerical process should be adjusted in such manner that: (i) If the maximum axial compressive stress in given direction is greater than 7 MPa the axial expansion of concrete in this direction is completely absent with expansions in the unrestrained axis accelerates to account for the total volumetric expansion that does not change; (ii) If the Max compressive stress is less than 2 MPa the axial expansion in this direction is progressing with full intensity (free expansion); and (iii) If the max compressive stress is between 2 and 7 MPa the intensity of the axial expansion in this direction is gradually decreasing from max free expansion to zero expansion, while in the other directions is increasing. As discussed in previous study the results of two laboratory tests define the average annual rate of expansion as 0.014% and 0.018% (140 and 180 μm/m). Even though the free expansion rates are very high there is no clear manifestation of swelling in the concrete. The main reason is presence of pre-stressing in in-plane directions, the heavily reinforced concrete elements and low humidity.

Parameters of the material constitutive law were chosen so that numerically generated estimates of creep strain correspond to these computed according to the simplified expression for the creep coefficient which is based on data published in many references (for example CPCI 1982) and accepted by National Building Code of Canada. The latter computations were conducted for concrete mix used for construction of Gentilly-2 (E = 34.5 GPa at time of post-tensioning) taking into consideration the average age of concrete t_i (t_i = 548 days) at the time of post-tensioning and the pressure in concrete corresponding to the initial/nominal post-tensioning force in cables as described earlier in the text as well as the relative humidity (RH) in the concrete.

Based on the variation of the RH, the post-tensioning forces and application time t_i, throughout the concrete masses, different creep coefficients may be computed for various concrete layers (material properties in the numerical model). This allows simulation of non uniform creep distribution in any section (Gocevski 2003).

3 EVALUATION OF LONG TERM POST-TENSIONING LOSSES

The calibration of the numerical model initially was done by: (i) comparing the numerical results from the simulation of the containment building behaviour over time (from 1976 until 2000) with measurements of deformations obtained from the vibrating wire extensometers built in the concrete during construction. The strain rates at present (year 2010) were calculated and compared with the measurements in both the vertical and horizontal (circumferential) direction in six points (elevations) at exterior and interior faces of the wall (Table 1). The largest difference of 26% was found. However, the observed differences are lower than 15% for the grater number of compared deformation rates.

The numerically obtained deformations are further used for evaluation of post-tensioning forces in the cables at present (2010) and for the future (2035). The change of post-tensioning

Table 1. - Strain rates at different elevations of the containment building wall as registered by extensometers together with corresponding FE estimates. (year - 2010).

Level from the base (m)	Measured (exterior) Horizontal (μm/m/day)	**FE estimates (exterior) Horizontal** (μm/m/day)	Measured (interior) Horizontal (μm/m/day)	**FE estimates (interior) Horizontal** (μm/m/day)	Measured (exterior) Vertical (μm/m/day)	**FE estimates (exterior) Vertical** (μm/m/day)	Measured (interior) Vertical (μm/m/day)	**FE estimates (interior) Vertical** (μm/m/day)
1,9	-0,0013	**0,0013**	0,0016	**0,0035**	0,0016	**-0,0020**	-0,0018	**-0,0028**
4,1	0,0079	**0,0065**	0,0163	**0,0135**	0,0035	**0,0019**	0,0093	**0,0086**
6,8	0,0040	**0,0040**	0,0075	**0,0082**	0,0111	**0,0094**	0,0079	**0,0082**
22,4	0,0016	**-0,0009**	0,0013	**0,0015**	0,0034	**0,0023**	0,0153	**0,0128**
38,4	0,0143	**0,0123**	0,0179	**0,0138**	0,0187	**0,0192**	0,0125	**0,0099**
40,8	0,0128	**0,0118**	0,0226	**0,0188**	0,0424	**0,0474**	0,0142	**0,0119**

force in cables of BBR system is computed based on assumption of the strain compatibility between steel cables and concrete. It is assumed that the cables remain in elastic regime. The change in post-tensioning force corresponding to assessed cumulative (AAR+Creep) or Creep only strains is then computed as: $\Delta P_i = E_s \bullet A_s \bullet \Delta\varepsilon$ where E_s = 200 GPa (steel modulus of elasticity) and A_s =3271 mm^2 (cross-section area: 85 strands of 6.35mm diameter per strand).

In Tables 2 the percent of post-tensioning losses in the vertical cables due to creep effects as well as post-tensioning gains from combined effects of creep and AAR swelling is presented. Table 3 presents the percent of post-tensioning gains when both the creep and the AAR swelling effects are considered. It can be concluded that the effects of AAR in the concrete (if the degradation of mechanical properties is excluded) are "beneficial" for the post-tensioning long term behavior. It may be expected that in year 2035 the gradual increase of the initial post-tensioning force will be 4% and 2.8% higher in the horizontal and vertical cables respectively.

Table 2. - Estimates of averaged (over 6 sampling points) change of post-tensioning force in vertical cables at 2010 and anticipated for 2015 for 8 different localizations (positions Fig. 1)

	$\Delta P_{in\,t}$ (%) (year 2010)							
Average over entire height	Position 1	Position 2	Position 3	Position 4	Position 5	Position 6	Position 7	Position 8
Creep Only (losses)	***-1,5***	***-1,57***	***-1,45***	***-1,46***	***-1,44***	***-1,54***	***-1,53***	***-1,58***
Creep+AAR(gains)	***1,53***	***1,07***	***1,95***	***1,48***	***1,82***	***0,98***	***1,46***	***0,97***

	$\Delta P_{in\,t}$ (%) (year 2035)							
Average over entire height	Position 1	Position 2	Position 3	Position 4	Position 5	Position 6	Position 7	Position 8
Creep Only (losses)	***-1,54***	***-1,60***	***-1,47***	***-1,49***	***-1,47***	***-1,58***	***-1,54***	***-1,61***
Creep+AAR(gains)	***2,13***	***2,67***	***2,85***	***2,32***	***2,64***	***1,84***	***2,02***	***2,45***

Table 3. - Estimates of averaged (over 6 sampling points distributed over 180^o arcs) change of post-tensioning force in horizontal cables at 2010 and anticipated for 2015 for 8 different localizations (positions Fig. 1)

	ΔP_{int} (%) at height from the base (year 2010)					
Combined Creep and AAR	1,9 m	4,1m	6,8m	22,4m	38,4m	40,8m
Ave. Position 1-5 (180deg)	*2,18*	*1,74*	*1,38*	*1,30*	*3,30*	*3,18*
Ave. Position 3-7 (180deg)	*2,16*	*1,63*	*1,16*	*1,22*	*3,33*	*3,20*
Ave. Position 5-1 (180deg)	*1,98*	*1,44*	*1,02*	*0,72*	*3,62*	*3,50*
Ave. Position 7-3 (180deg)	*2,03*	*1,46*	*1,00*	*0,90*	*3,28*	*3,16*
Average 360 deg	**2,13**	**1,60**	**1,15**	**1,08**	**3,05**	**2,95**

	ΔP_{int} (%) at height from the base (year 2035)					
Combined Creep and AAR	1,98 m	4,1m	6,8m	22,4m	38,4m	40,8m
Ave. Position 1-5 (180deg)	*3.68*	*2.95*	*2.45*	*2.19*	*4.22*	*3.85*
Ave. Position 3-7 (180deg)	*3.85*	*2.91*	*2.15*	*2.17*	*4.40*	*4.01*
Ave. Position 5-1 (180deg)	*3.47*	*2.57*	*1.92*	*1.25*	*4.65*	*4.29*
Ave. Position 7-3 (180deg)	*3.44*	*2.53*	*1.82*	*1.55*	*4.26*	*3.88*
Average 360 deg	**3.72**	**2.81**	**2.12**	**1.89**	**4.07**	**3.71**

The variation of the post-tensioning losses/gains is influenced mainly of non uniformity of the walls (increased wall thickness at the closed openings initially used for entering the equipment or the present existence of the wall openings).

4 FINAL REMARKS

Since the numerical modeling and prediction of long term behavior is very complex the numerical models must be extensively verified.

The obtained results show moderate gain of post-tensioning due to predominant influence of AAR related swelling in the concrete. It may be concluded that the simulation of the high pressure tests may provide adequate prediction of post-tensioning gains (losses) in the envelope of the reactor building.

REFERENCES

1 *CPCI, 1982. "Metric Design Manual – Precast and Prestressed Concrete", Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Canada, 1982.*

2 Gocevski, V. 2003. "Centrale nucléaire de Gentilly-2; Analyse du comportement du Bâtiment du Réacteur", *Volume 1 du Rapport Final, Hydro-Québec TAYAA-12242-001*, avril 2003

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Slavoljub Tošić[1], Hranislav Kočović[2], Vladeta Matović[3], Nenad Todić[4], Radovan Tošković[5]

PROJEKAT MONTAŽE ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE NAD LOKALITETOM LEPENSKI VIR

Rezime:

U radu se daje prikaz projekta montaže zaštitne konstrukcuje nad arheološkim lokalitetom Lepenski vir. Projekat montaže je posebno zanimljiv jer se radovi izvode na lokalitetu u strogo zaštićenom prirodnom rezervatu Nacionalnog parka Đerdap. Ova okolnost je bitno uslovljavala kako oblik i dimenzije projektovane zaštitne konstrukcije, tako i način izvoženja.

Ključne reči: zaštitna konstrukcija, montaža, arheološko nalazište.

INSTALLATION OF PROTECTIVE STRUCTURE FOR ARCHEOLOGICAL LOCALITY "LEPENSKI VIR"

Abstract:

This paper provides an overview of the assembly of protective structure on archaeological site "Lepenski Vir". Project installation is particularly interesting since the work is performed directly at the site which is located in strictly protected natural reserve of the National Park Đerdap. This circumstance is particularly important since it dictated the shape and dimensions of designed protective structures, as well as the way of construction.

Key words: protective structure, installation, archaeological site.

[1] maš. inž. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[2] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[3] VSS Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[4] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[5] inž. sar. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1. UVOD

Lokalitet arheološkog nalazišta Lepenski Vir nalazi se u središtu strogo zaštićenog prirodnog rezervata Nacionalnog parka Đerdap. Samo nalazište je zaštićeno privremenom improvizovanom drvenom krovnom konstrukcijom sa pokrivačem od salonita. Ova okolnost je uslovila izbor oblika i dimenzija projektovane zaštitne konstrukcije nad arheološkim nalazištem Lepenskog Vira.

Projektovan je objekat, koji je uklopljen u okolni pejzaž i koji ne devestira okolinu ni tokom izgradnje ni tokom eksploatacije.

2. PROJEKAT ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE

Zaštitna konstrukcija je projektovana tako da se što više zadrži slika praistorijskog naselja na otvorenom prostoru, a izborom pokrivača su zadržane sve moguće vizure i postignuto je potpuno osvetljvanje punom dnevnom svetlošću. Silueta konstrukcije prati nagib terena na kome je locirano naselje, a rešenje isključuje postavljanje stubova ili drugih konstrukcijskih elemenata u zoni zaštičene površine.

Poštujući napred navedene uslove krovna konstrukcija je projektovana kao prostorna rešetkasta konstrukcija u osnovi nepravilnog oblika, koja prati konture zaštićene površine.

Sama konstrukcija se sastoji od šest četveropojasnih krovnih lučnih nosača različitih raspona na međusobnom rastojanju od 15,0 i 17,5 m. Između ovih krovnih nosača projektovana je prostorna rešetkasta konstrukcija sistema "SITING", koja se oslanja na četveropojasne nosače i na sistem dvopojasnih rešetkastih nosača u zonama podužnih osa nalazišta.

Statički sistem četveropojasnih nosača je luk na dva zgloba, a rasponi su 37,7 do 49,50 m. Sedmi rešetkasti ram je linijska rešetke raspona 23,0 m. Ovi glavni rešetkasti ramovi su projektovani od kutijastih profila sa vezama u zavarenoj izradi. Pojasevi se formiraju od hladno oblikovanih kutijastih profila □220×220, a ispuna od kutija □180×80, dok su dijagonale u ravni donjeg i gornjeg pojasa kutije □80×80. Montažne veze su vijčane.

Projektom predviđena krovna konstrukcija tipa "SITING" je nagiba 20^0 i osnovnog rastera 1,50 × 150 m i visine 1,20 m. Ukupna površina ove prostorne rešetke je oko 2550 m^2, dok je ukupna površina krovne konstrukcije u osnovi 4150 m^2.

Pokrivač prostorne rešetkaste konstrukcije su višećelijske polikarbonatne table, koje se postavljaju preko odgovarajuće podkonstrukcije u modulu koji zadovoljava nosivost tabli i to u donjem delu objekta, tj. delu objekta okrenutom prema Dunavu, odnosno istoku. Na gornjoj strani objekta, zapadnoj okrenutoj ka planini, predviđen je kao pokrivač sendvič lima sastavljenog od trapezastog i falcovanog lima sa termoizolacijom između. Ovakav način izbora pokrivača, neprovidnog prema planini i potpuno providnog prema reci Dunav i istoku u potpunosti zadržava i oponaša raspored svetla i vizura koji predstavljaju osnovnu orijentaciju lepenskog staništa.

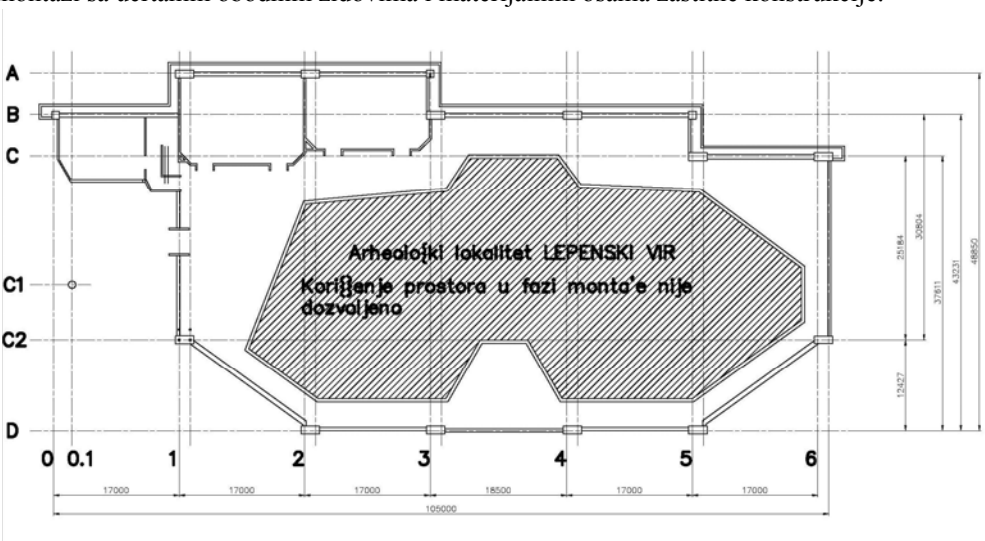
Glavni ramovi konstrukcije, četveropojasni rešetkasti lučni nosači, su fundirani na armiranobetonskim temeljima samcima. Oko celog objekta projektovan je armiranobetonski parapet prosečne visine 6,0 m, od čega je 4,0m iznada kote terena, koji u isto vreme ima ulogu potpornog zida i oslonca za male linijske rešetke.

3. POSEBNI ZAHTEVI

Projektnim zadatkom je potencirano da se izborom konstrukcije i načina izrade temelja obezbedi u potpunosti sam lokalitet, a takođe i očuvaju u toku izvođenja radova i retke biljne vrste u zoni izgradnje. U sklopu ovih zahteva je i zahtev za izgradnju zaštitne potporne zidne konstrukcije prema padini iznad objekta za zaštitu od odrona kamenja i odvođenja bujica.

Takođe je istaknut uslov da se ne sme ni u kom slučaju oštetiti postojeća zaštita lokaliteta, koja se zadržava do završetka montaže i pokrivanja nove konstrukcije.

Na slici 1 je prikazan arheološki lokalitet kao zaštićena zona zabilo kakve radove pri montaži sa ucrtanim obodnim zidovima i materijalnim osama zaštitne konstrukcije.

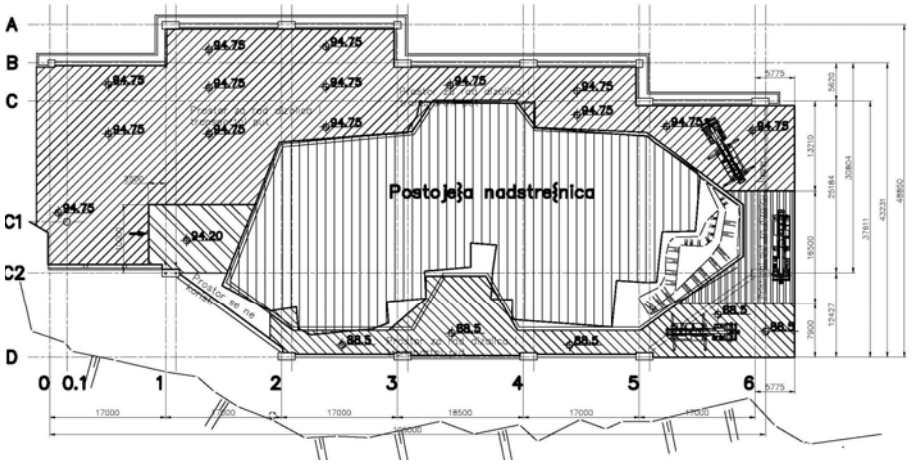


Slika 1 – Osnova lokaliteta

4. KONCEPT MONTAŽE

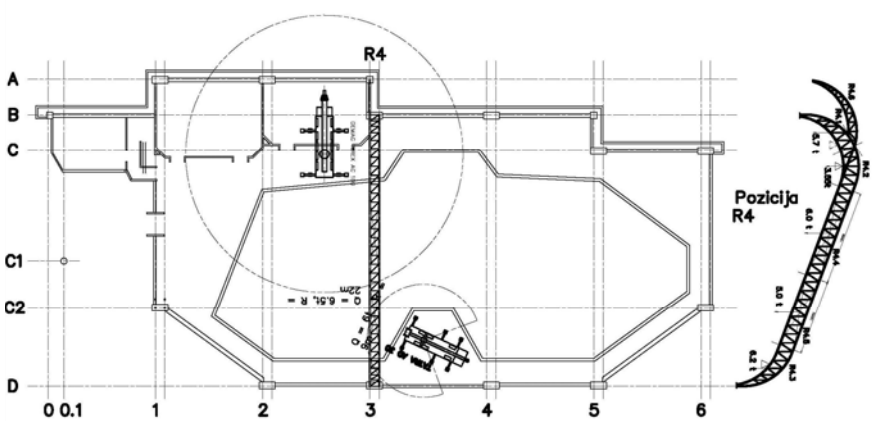
Imajući u vidu napred navedene zahteve i nakon uvida na licu mesta uveden je sledeći koncept montaže konstrukcije

1. Obezbeđenje puteva i uređenje terena za rad autodizalica u skladu sa njihovim položajem u procesu montaže, uz uslov da nije dozvoljeno korišćenje prostora arheološkog lokaliteta. Takođe ovim putevima se kreću i kamioni šleperi za dovoz konstrukcije. Na slici 1 je prikazan lokalitet sa potrebnim kotama terena, sa kojeg bi se mogla izvršiti montaža. Pripremnim radovima na terenu je potrebno dovesti potrebne delove terena na zahtevane kote da bi se omogućio rad dizalica i kamionski transport.



Slika 2 – Potrebne kote terena sa položajem nalazišta

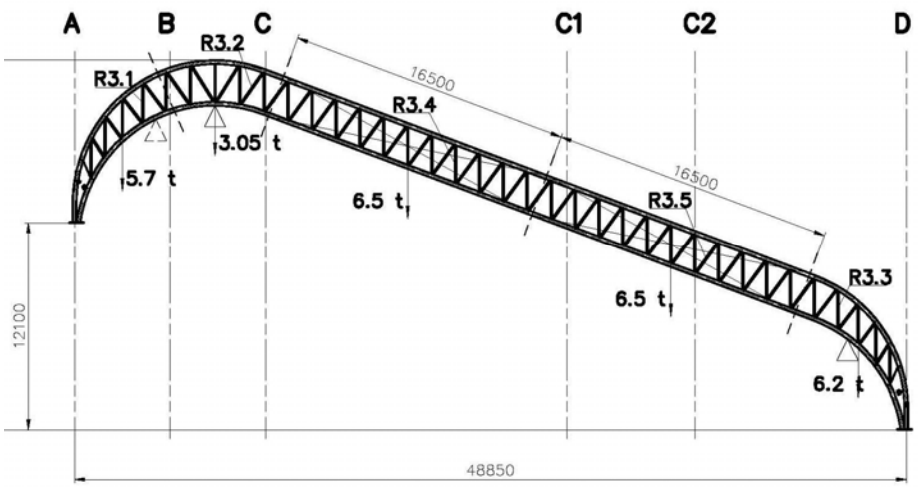
2. Izbor potrebne i adekvatne mehanizacije za potrebe vertikalnog i horizonatalnog transporta pojedinačnih montažnih delova konstrukcijskih elemenata. U ovu svrhu su izabrane dve autodizalice i to Demag Terex AC 100 nosivosti 100 t i ČKD Tatra AD 30 nosivosti 30 t. Izbor autodizalica je izvršen prema potrebnoj nosivosti i potrebni rasponima za podizanje montažnih pozicija krovnih vezača, koji su ujeno i najteži elementi konstrukcije.
3. Izbor koridora za kretanje pojedinih autodizalica. U tu svrhu je predviđeno da se autodizalica nosivosti 100 t kreće u delu lokacije između osa A i C2 po celoj dužini objekta, dok se dizalica nosivosti 30 t kreće po celoj lokaciji. Posebno je potrebno bilo izvršiti pripremu lokacije u delu duž ose D za potrebe rada autodizalice nosivosti 30 t.



Slika 3 – Raspored dizalica za montažu prvog glavnog nosača (POS R4)

Na delu između osa 3 i 4 i D i C2 potrebno je bilo urediti ravan teren, a na delu duž ose D između osa 2 i 6 da se ne izvedu radovi na betoniranju AB ploča, čime se obezbeđuje dovoljan gabarit za nesmetan prolaz ove autodizalice.

4. Izbor broja i veličine montažnih elemenata krovnih nosača. Izabran je sldeći princip. Lučni nosači na višoj strani objekta, prema osi A se dele na dva dela zbog gabarita pogodnih za transport i oni se montiraju na betonski temelj (lučne pozicije od R2.1 do R7.1) odnosno drugi delovi koji se montiraju za ove prve (od R2.2 do R7.2). Lučni nosači na donjoj strani objekta se izrađuju iz jednog dela koji se montira na temelj (pozicije od R3.3 do R6.3 respektivno). Pravi delovi krovnih nosača se dele na dva dela koji se spajaju vijčanom vezom (pozicije od R2.4 i R2.5 do R7.4 respektivno).



Slika 4 – Prikaz montažnih delova lavnog nosača POS R3

Na slici 4 je prikazana šema montažnih delova za nosač R3 u osi 2. Na slici se jasno vide gabariti ppojedinih montažnih delova kao i njihove težine, što je uslovljavajući faktor pri izboru položaja dizalica i njihove nosivosti.

5. Određivanje redosleda montaže krovnih nosača. Izabran je sledeći redosled i to: POS R4 u osi 3, POS R3 u osi 2, POS R5 u osi 4, POS R6 u osi 5, POS R7 u osi 6, POS R2 u osi 1 i POS R1 u osi 0.

Montaža krovnih nosača, svakog pojedinačno, se izvodi u sledećim fazama:

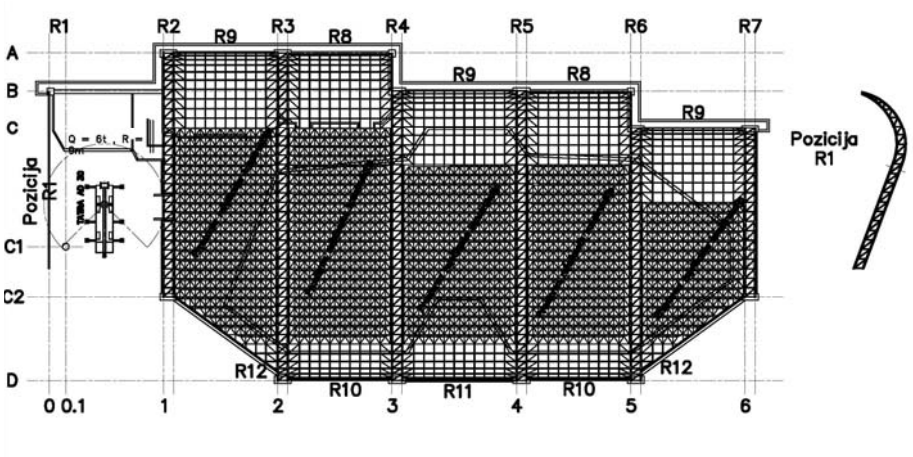
faza 1 - Prvo se montiraju lučne pozicije krovnih nosača i postavljaju se platforme za oslanjanje, da bi se obezbedila njihova stabilnost.

faza 2 - Za gornje lučne pozicije krovnog nosača (prema osi A) podiže se autodizalicom i montira odgovarajući pravi deo krovnog nosača, pri čemu autodoizalica drži ovaj element sve vreme do završetka sledeće faze.

faza 3 - Za montirani jedan pravi element krovnog nosača vezuje se sledeća pozicija, tj. odgovarajući pravi element istog krovnog nosača, kojeg podiže druga autodizalica

i koja ga polako spušta u odgovarajući položaj za vezu sa donjom lučnom pozicijom krovnog nosača (prema osi D).

Navedeni redosled faza montaže krovnih nosača uslovljava i međufaze za montažu lučnih rešetki (POS R8 do R12), rožnjača i prostorne rešetkaste konstrukcije.



Slika 5 – Prikaz završne faze montaže

Na slici 5 prikazana je završna faza montaže glavnih nosača. Takođe se na slici vidi da su postavljene i prostorne rešetkaste konstrukcije tipa "SITING" kao i drugi fasadni elementi u okviru pomenutih međufaza montaže.

LITERATURA

[1] Glavni arhitektonsko-građevinski projekat zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski vir, sveska 1/2 i 2/2 (Republički zavod za zaštitu spomenika kulture- Beograd)

[2] Elaborat tehnologije izvođenja radova na montaži čelične konstrukcije za objekat zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski vir (Amiga – Kraljevo, oktobar 2008.)

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Hranislav Kočović[1], Nenad Todić[2], Radislav Balšić[3], Vladeta Matović[4], Radovan Tošković[5]

RADIONIČKA IZRADA I MONTAŽA ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE NAD LOKALITETOM LEPENSKI VIR

Rezime:

U radu je prikazana izrada radioničke dokumentacije, izrada konstrukcije u radionici i probna montaža glavnih kostrukcijskih elemenata zaštitne konstrukcuje nad lokalitetom Lepenski vir. Radionička dokumentacija je urađena za glavne nosače prema glavnom građevinskom projektu, dok je prostorna rešetkasta konstrukcija urađena prema rešenju datom od strane izvođača konstrukcije.

Ključne reči: Radionička dokumentacija ,izrada konstrukcije, probna montaža.

SHOPWORK AND ASSEMBLY OF PROTECTIVE STRUCTURE FOR ARCHEOLOGICAL LOCALITY "LEPENSKI VIR"

Abstract:

The paper deals with the preparation of workshop drawings, preparation of construction in the workshop and trial installation of the main elements of protective structure for archeological locality "Lepenski vir". Workshop documentation for main girders has been prepared based on the Main Design, while for a space truss was made according to the solution provided by the construction contractor.

Key words: Workshop documentation, construction of structure, trial assembly.

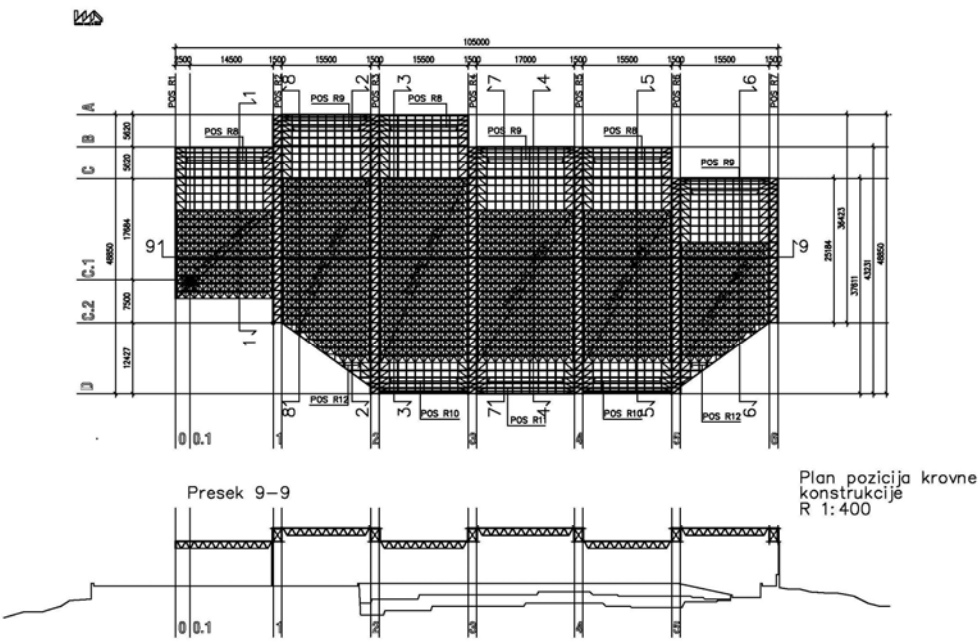
[1] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[2] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[3] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[4] VSS Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[5] inž. sar. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1. UVOD

Ministarstvo trgovine, turizma i usluga, kao investitor zaštite arheološkog lokaliteta Lepenski Vir za izvođača zaštitne čelične konstrukcije je izabralo preduzeće "AMIGA" iz Kraljeva. Na osnovu Glavnog projekta zaštitne konstrukcije, koji je uradio Republički zavod za zaštitu spomenika kulture iz Beograda, pristupa se izradi Elaborata tehnologije izvođenja radova na izradi ove zaštitne konstrukcije, što je opisano u članku "Projekat montaže zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski Vir", kao i razradi radioničke dokumentacije, a potom i izradi konstrukcije u fabrici izvođača.

2. GLAVNI PROJEKAT ZAŠTITNE KONSTRUKCIJE

Krovna konstrukcija je projektovana kao prostorna rešetkasta konstrukcija u osnovi nepravilnog oblika, koja prati konture zaštićene površine. Na slici 1 je data osnova i podužni presek zaštitne konstrukcije sa obeleženim pozicijama.



Slika 1 – Osnova zaštitne krovne konstrukcije

Sama konstrukcija se sastoji od šest četveropojasnih krovnih lučnih nosača različitih raspona na međusobnom rastojanju od 15,0 i 17,5 m. Između ovih krovnih nosača projektovana je prostorna rešetkasta konstrukcija sistema "SITING", koja se oslanja na četveropojasne nosače i na sistem dvopojasnih rešetkastih nosača u zonama podužnih osa nalazišta.

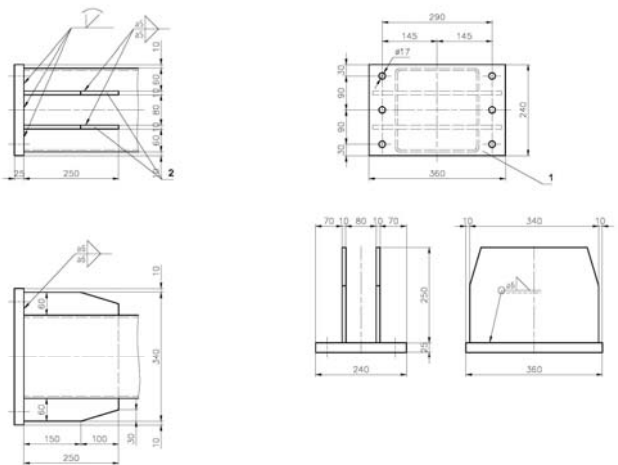
Statički sistem četveropojasnih nosača je luk na dva zgloba, a rasponi su 37,7 do 49,50 m. Sedmi rešetkasti ram je linijska rešetke raspona 23,0 m. Ovi glavni rešetkasti ramovi su projektovani od kutijastih profila sa vezama u zavarenoj izradi. Pojasevi se formiraju od hladno oblikovanih kutijastih profila □220×220, a ispuna od kutija □180×80, dok su dijagonale u ravni donjeg i gornjeg pojasa kutije □80×80. Montažne veze su vijčane.

Projektom predviđena krovna konstrukcija tipa "SITING" je nagiba 20^0 i osnovnog rastera 1,50 × 150 m i visine 1,20 m.

Glavni ramovi konstrukcije, četveropojasni rešetkasti lučni nosači, su fundirani na armiranobetonskim temeljima samcima. Oko celog objekta projektovan je armiranobetonski parapet prosečne visine 6,0 m, od čega je 4,0m iznada kote terena, koji u isto vreme ima ulogu potpornog zida i oslonca za male linijske rešetke.

3. IZRADA RADIONIČKE DOKUMENTACIJE

Na osnovu usvojene tehnologije montaže krovne konstrukcije proizašao je raspored montažnih nastavaka i njihovo projektovanje pre same izrade. Montažni nastavci štapova glavnih rešetkastih nosača su rešeni sučeonim pločama u vijčanoj izradi. Na slici 2 prikazan je karakterističan crtež iz radioničke dokumentacije.



Slika 2 – Izvod iz radioničke dokumentacije –montažni nastavak

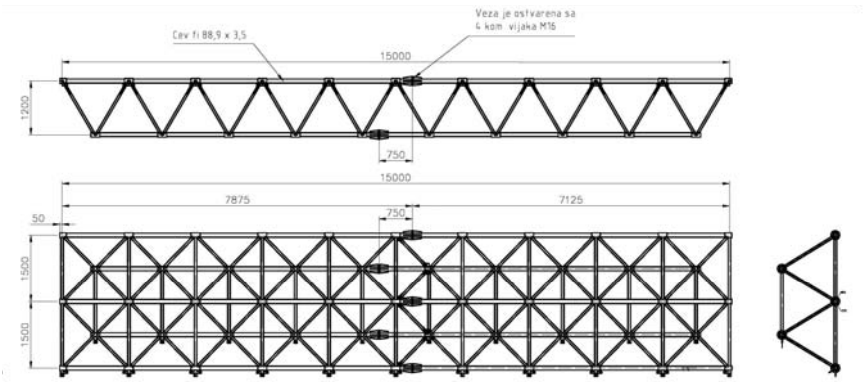
Radioničkom dokumentacijom je takođe obuhvaćeno i preprojektovanje prostorne rešetke. Glavnim projektom je predviđeno da se između glavnih nosača koristi tipska prostorna rešetkasta konstrukcija "SITING". Izvođaču nije odgovaralo ovo rešenje pa je uz saglasnot projektanata konstruisana prostorna rešetka od cevastih profila kao originalno rešenje.

U okviru ovog rešenja prostorne rešetke zadržane su sve glavne dimenzije (visina 1200mm, a razmak pojasnih štapova u osnovi 1500mm), što daje potpuno isti prostorni izgled rešetke kao i rešenje dato u Glavnom projektu.

Koncept ovog rešenja je tako zasnovan da omogućava maksimalnu radioničku izradu, pa se radionički elementi rade širine približno 3,0m i dužine polovine raspona između glavnih

nosača. Izvršen je odabir tri tipa poprečnih preseka štapova i to:∅.88.9 × 3,5 za pojasne štapove u glavnom pravcu, ∅.60.3 × 3,5 za pojasne štapove u poprečnom pravcu i ∅.88.3 × 3,5 za sve dijagonalne štapove.

Na mestima čvorova pojasni štapovi u glavnom pravcu su ojačani radi što lakšeg formiranja čvorova prostorne rešetke, a što se vidi na slici 3.Nastavak pojasnih štapova predviđen je sučeonim pločama, a montažni nastavci pojedinih segmenata predviđeni su preko čvornih limova. Rešenje oslanjanja prostorne rešetke na glavne nosače je u skladu sa prvobitnim rešenjem datim u Glavnom arhitektonsko-građevinskom projektu. Izmene koje su date u skladu su sa promenom dimenzija pojedinih štapova i uklapanjem u visinske kote i položaj krovnog pokrivača.



Slika 3 – Prostorna rešetkasta konstrukcija – originalno rešenje izvođača

4. IZRADA KONSTRUKCIJE U RADIONICI I PROBNA MONTAŽA

Svi montažni delovi konstrukcije, kako glavnih rešetkastih nosača tako i montažnih segmenata prostorne rešetke su izrađeni u radionici izvođača. Posle izvršene probne montaže konstrukcija je prebačena šleperima na lokalitet i izvršena je montaža.

U skladu sa opštim uslovima za izradu i montažu konstrukcije vrši se probna montaža na poligonu u okviru fabrike. Da bi se izvršila probna montaža na poligonu prethodno su geodetski snimljene koordinate temelja na koje se postavljaju glavni rešetkasti nosači. Na poligonu je formiran sistem pomoćnih oslonaca, koji je u potpunosti imitirao stanje na terenu, kako bi se u potpunosti ostvarila projektovana geometrija. Sistem pomoćnih oslonaca je takođe kontrolisan geodetskim putem. Ovo je bilo potrebno zbog provere potpune geometrije svakog glavnog nosača s obzirom da se sastoje iz najmanje četiri montažna elementa, koja na terenu treba idealno uklopiti, vrlo komplikovanim postupkom. Na slici 4 se vidi izrada montažnog segmenta prostorne rešetke, kao i detalj čvora u kome se spaja sedam štapova. Cela konstrukcija je izrađena u zavarenoj izradi, a montažni nastavci su u vijčanoj izradi.

Na slici 5 levo je prikazana probna montaža glavnih rešetkastih nosača u horizontalnom položajuse. Na slici 5 desno je prikazana probna montaža prostorne rešetke u jednom polju gde se ona postavlja na donji pojas glavnih nosača. Ova probna montaža je rađena u vertikalnom položaju. Ispred konstrukcije je postavljen karakterističan montažni element prostorne rešetke.



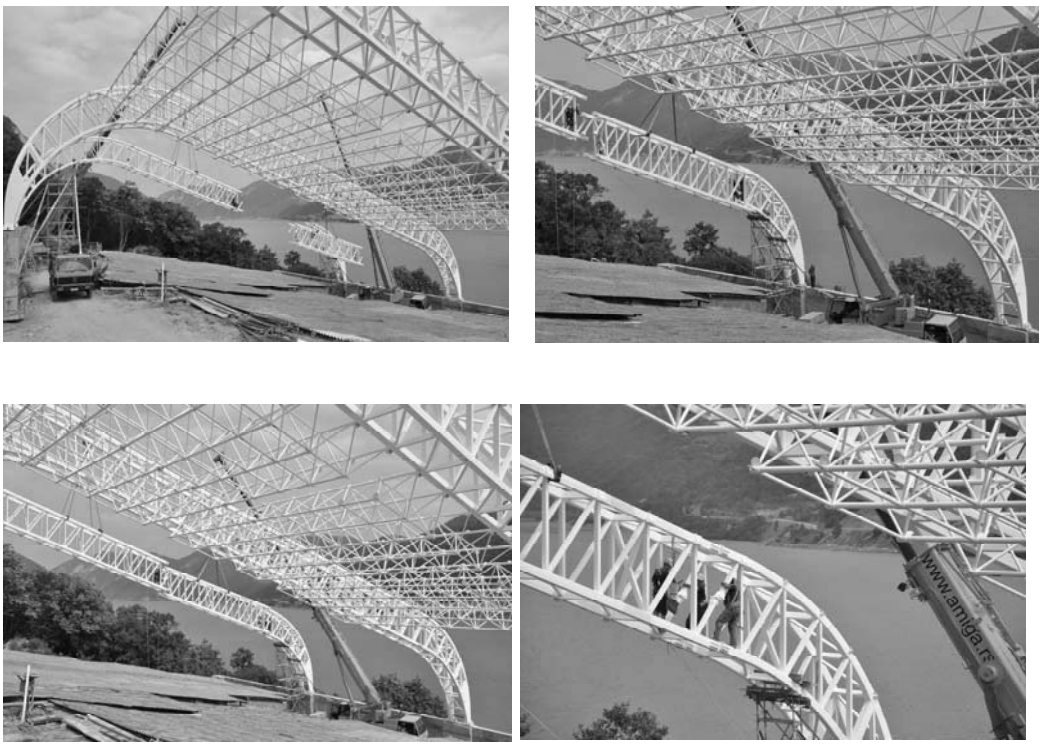
Slika 4 – Detalji izrade u radionici montažnog segmenta prostorne rešetke



Slika 5 – Probna montaža na poligonu

5. MONTAŽA KONSTRUKCIJE

Na slici 6 je u segmentima prikazan najkomplikovaniji deo montaže čelične konstrukcije. Dizalica na gornjoj strani terena pridržava u projektovanom položaju prvi pravi montažni segment rešetkastog glavnog nosača, dok druga rešetka podiže drugi montažni deo rešetkaste ri gle i dovodi je milimetarskom preciznošću u projektovani položaj i kada monteri, koji su svo vreme na nosačima, oformljuju montažne nastavke. Cela operacija montaže je kontrolisana geodetskim putem. Takože se na slikama vide u susednom polju formirane prostorne rešetke.



Slika 6 – Prikaz završne operacije montaže glavnog nosača

LITERATURA

[1] *Glavni arhitektonsko-građevinski projekat zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski vir*, sveska 1/2 i 2/2 /Republički zavod za zaštitu spomenika kulture- Beograd/

[2] *Elaborat tehnologije izvođenja radova na montaži čelične konstrukcije za objekat zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski vir* /Amiga – Kraljevo, oktobar 2008./

[3] *Rešenje prostorne rešetkaste konstrukcije (zamena za "SITING") – kontrolni proračun* /R. Tošković, maj 2009./

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Radovan Tošković[1], Nikola Muravljov[2], Vladeta Matović[3]

GLAVNI PROJEKAT ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANCEVILLE-U

Rezime:

U radu je prikazano projektno rešenje čelične konstrukcije za pokrovanje tribina na fudbalskom stadionu u Franceville-u (Gabon). Projekat konstrukcije je urađen na bazi arhitektonskog rešenja, a prema EC standardima sa uzimanjem u obzir lokalnih podataka o opterećenjima i klimatskim uslovima.

Ključne reči: čelična krovna konstrukcija, EC standardi

MAIN DESIGN PROJECT OF STEEL ROOF CONSTRUCTION FOR STADIUM IN FRANCEVILLE

Summary:

This paper describes project design of steel roof construction for covering football stadium tribune in Franceville (Gabon). Main design of construction for this roof was made according architectural project according EC standards eith local data for loads and climate terms.

Key words: steel roof construction, EC standards

[1] inž.saradnik, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

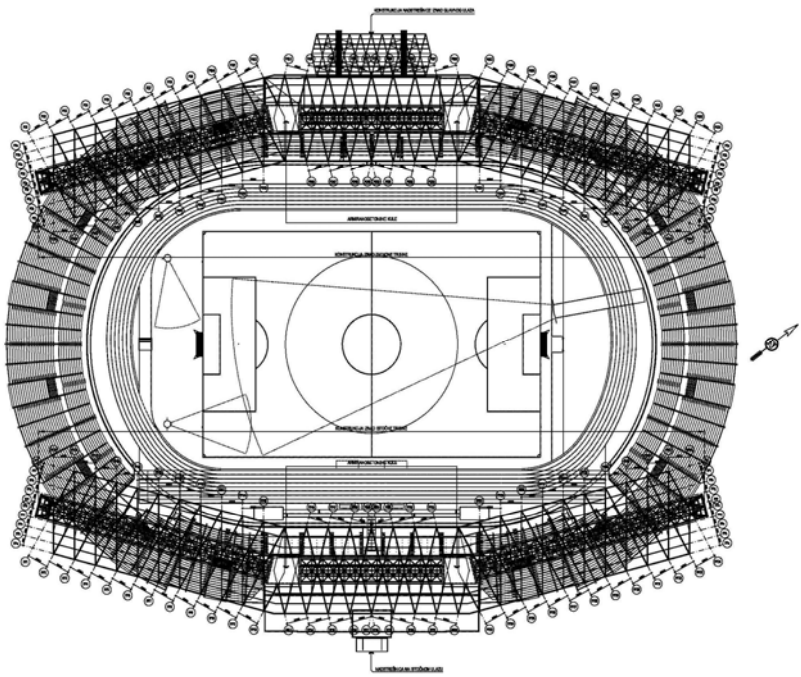
[2] samostalni projektant, GEKO, Beograd

[3] VSS, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

1. UVOD

U ovom radu je prikazan Glavni projekat konstrukcije za pokrivanje fudbalskog stadiona u okviru sportskog centra u Francevillu - Gabon.

Projekat konstrukcije urađen je na bazi arhitektonskog projekta u kome je detaljno prikazano arhitektonsko rešenje načina pokrivanja tribina stadiona (*Slika 1*). Rešenje pokrivanja stadiona podrazumeva izradu po dve armirano - betonske kule u okviru istočne i zapadne tribine. Kule su na međusobnom razmaku od cca 40,00 m i one, između ostalog, služe kao oslonci konstrukcije za pokrivanje stadiona, koja se pruža između kula i levo odnosno desno od kula u dužini od po 80,00m prateći liniju prostiranja tribina. Konstrukcije za pokrivanje tribina raspona 80,00 m se oslanjaju na već pomenute AB kule i preko čeličnog rešetkastog stuba (koji je sastavni deo glavnog nosača) na posebi temelj. Posebne delove čine nadstrešnice nad ulazima na zapadnoj i istočnoj strani stadiona.

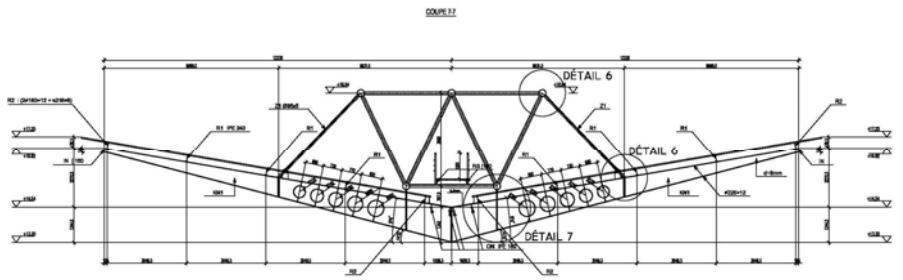


Slika 1

2. DISPOZICIJA

Predviđeno rešenje konstrukcije za pokrivanje stadiona u poprečnom preseku može se podeliti na 2(dva) dela, na glavni nosač krovne konstrukcije i na samu konstrukciju krova koja nosi krovni pokrivač.

Glavni nosač je rešen kao petopojasna rešetka sa tri pojasna štapa u okviru gornjeg (spoljnjeg) pojasa, na međusobnom rastojanju od 3375mm, i dva pojasna štapa u okviru donjeg (unutrašnjeg) pojasa, takođe na međusobnom rastojanju od 3375mm. Ovako definisani pojasni štapovi međusobno su povezani sistemom dijagonalnih i horizontalnih štapova čime se formiraju svojevrsni prostorni rešetkasti nosači-sistemi visine 3600 mm (*Slika 2*). Pri formiranju navedenih rešetkastih nosača vođeno je računa o međusobnom odnosu prečnika primenjenih cevastih (Ø) profila, posebno u odnosu na međusobno zavarivanje pojedinih štapova ispune rešetke. Gornji pojas glavnog nosača je predviđen da bude u podužnom pravcu u horizontali, a nalazi se na koti + 18.94 m.

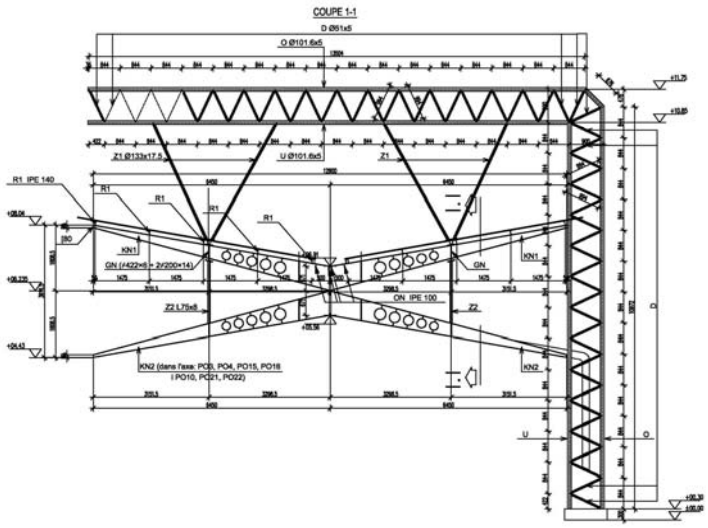


Slika 2

Konstrukcija krova rešena je kao sistem glavnih krovnih nosača međusobno povezanih tako da čine niz deltoidnih figura. Ovi krovni nosači su I-nosači formirani od limova promenljive visine koja se kreće od 160 mm na krajevima nosača do 1384 mm u sredini ispod glavnog nosača , a nosači pored promenljive visine imaju i olakšanja u vidu kružnih otvora, čiji je prečnik D=440, 480, 520, 560 i 600mm, koji imaju i određenu estetsku funkciju. Glavni krovni nosači su pod nagibom prema sredini krovne ravni, a za glavni krovni nosač se vezuju na oba štapa donjeg pojasa i za krajnje (spoljne) pojasne štapove gornjeg pojasa, glavnog nosača, kosim zategama. Na ovaj način se glavni krovni nosači pretvaraju u kontinualne nosače sa 4 oslonca i 2 prepusta. Razlika je samo kod nosača u osama P21, P22, P23 i P53 gde se krovni nosači uklješteni u AB zidove, polje između oslanaca je znatno kraće i nosač je pun, bez otvora u rebrima. Preko ovako definisnih krovnih nosača projektovane su kontinualne rožnjače od valjanih profila na razmaku od cca 3,00 m (izuzev krajnjih spoljašnjih i unutrašnjih rožnjača koje su formirane zavarivanjem od limova) preko kojih se postavlja krovni pokrivač.

Pored rešenja pokrivanja tribina u okviru projekta data je i nadstrešnica ispred ulaza na zapadnoj strani stadiona (*Slika 3*). Ova nadstrešnica je rešena u svemu kao i konstrukcija za pokrivanje tribina samo su sve dimenzije znatno manje. Dva glavna rešetkasta nosača u obliku poluramova su na međusobnom rastojanju od 20,0m, raspona 13,50m. Rigle ovih rešetkastih ramova su takođe petopojasne rešetke koje su oslonjene na AB zid sa jedne i rešetkasti stub, istog oblika, sa druge strane. Kota gornjeg pojasa glavnih nosača je na +11,78m. Glavni krovni nosači su po obliku isti, samo smanjeni približno dva puta, kao kod krova tribina.

Razlika je u tome što su ovi nosači grede sa prepustima na dva oslonca, koji predstavlja par moćnih I nosača, okačenih krutim kosim zategama o donji pojas glavnih rešetkastih nosača – ramova. Površina pokrivena ovom nadstrešnicom je približno dimenzija 12,50×37,50m.



Slika 3

Nadstrešnica ispred ulaza na istočnoj strani stadiona je znatno manja po dimenzijama, 4,5 × 10,0 m, i rešena je kao sistem glavnih nosača postavljenih na jednakom rasteru i koji se na jednoj strani oslanjaju na AB zid, a na drugoj strani na gredu koja se prihvata sa dve kose krute zatege. Zatege su formirane od cevastih profila i ankerovane su u AB stubove. Preko glavnih nosača su postavljene rožnjače, koje nose krovni pokrivač od profilisanog TR lima. Nosači su postavljeni u nagibu prema zidu, te se na taj način formira nagib krovne ravni. Svi nosači su od hladno oblikovanih kutijastih profila.

3. KROVNI POKRIVAČ I ODVODNJAVANJE

Kao krovni pokrivač predviđen je talasasti lim TR 60/210 i TR 35/210 (kod nadstrešnica), a usvojena je debljina lima od 1,0 mm. Talasasti lim se postavlja preko rožnjača sa nagibom od ivice krovne ravni ka sredini.

Za odvođenje vode sa krovne ravni predviđen je oluk, u sredini krovne površine, dimenzija 1600/250 mm koji se pruža celom dužinom krova i odvodi vodu u projektom predviđene rezervoare gde se skuplja atmosverska voda za dalje korišćenje. Noseća konstrukcija oluka su četiri I nosača raspona cca 6,60m koji su dimenzonisani da prihvate opterećenje od vode.

4. OPTEREĆENJA

Pri izradi projekta u okviru statičkog proračuna tretirana su sledeća opterećenja:

- Sopstvena težina konstrukcije EN 1991-1-1 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Zapreminske težine, sopstvene težine, korisna opterećenja
- Krovni pokrivač EN 1991-1-1 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Zapreminske težine, sopstvene težine
- Oprema (svetiljke i dr..) EN 1991-1-1 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Korisna opterećenja
- Oluci (stalno) EN 1991-1-1 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Zapreminske težine, sopstvene težine
- Voda koja se skuplja u oluku EN 1991-1-1 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Zapreminske težine, sopstvene težine, korisna opterećenja
- Vetar EN 1991-1-4 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Dejstva vetra
- Temperaturne promene EN 1991-1-5 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Termička dejstva

Statički proračun je sproveden za odgovarajuće kombinacije ovih opterećenja, koje imaju realnu mogućnost pojave u toku rada konstrukcije. Naročito su tretirane sve kombinacije opterećenja sa vetrom (prema zahtevima EN 1991-1-5 EC1), jer su merodavne za dimenzionisanje i kontrolu stabilnosti nosača nadstrešnica.

5. MATERIJALI

Za izradu konstrukcije predviđen je kao osnovni materijal čelik S355 prema standardu EN 10025 koji ima sledeće osnovne karakteristike:

- Granicu razvlačenja: $f_Y = 355$ N/mm²
- Graničnu čvrstoću: $f_U = 470$ N/mm²

Za spajanje pojedinih elemenata pored zavarivanja koristiće se i zavrtnjevi klase 5.6 i 10.9.

6. STATIČKI PRORAČUN

Proračun statičkih uticaja i dimenzonisanje urađeni su u skladu sa EC standardima i to:

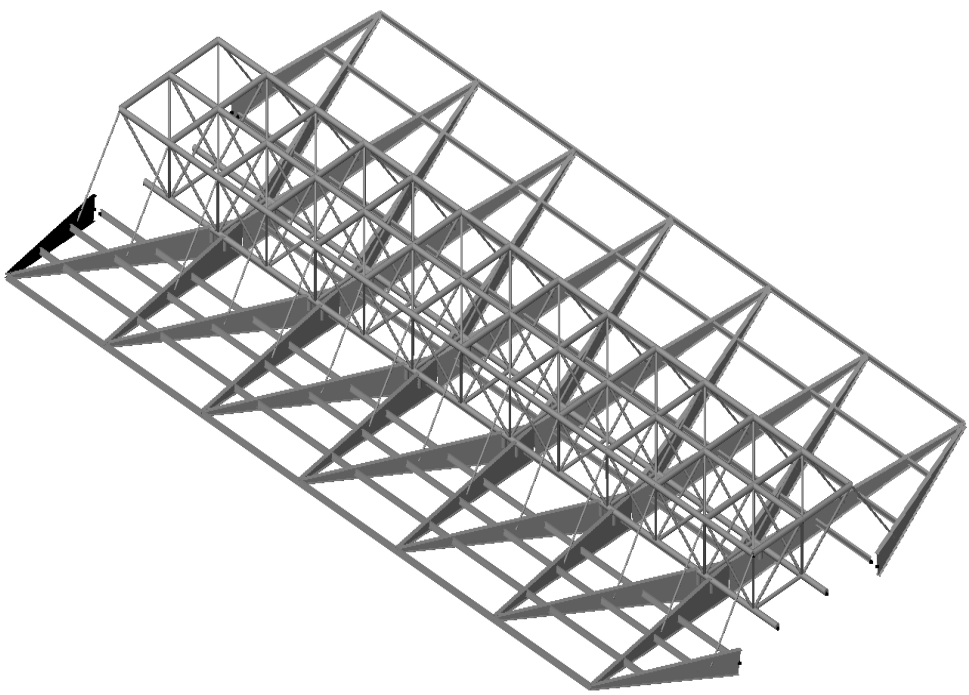
- EN 1990 EC 0 Osnove proračuna konstrukcija
- EN 1991-1-3 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Dejstva vetra
- EN 1991-1-5 EC 1 Dejstva na konstrukcije – Termička dejstva
- EN 1993-1-1 EC 3 Proračun čeličnih konstrukcija – Opšta pravila
- EN 1993-1-8 EC 3 Proračun čeličnih konstrukcija – Proračun veza
- EN 1993-1-5 EC 3 Proračun čeličnih konstrukcija – Puni limeni elementi

Za izradu proračuna korišćen je licencirani programski paket TOWER6 (Radimpex iz Beograda, Srbija) (*Slika 4*).

Konstrukcija krova nad tribinama je modelirana kao prostorna čelična konstrukcija sa glavnim rešetkastim nosačima i krovnom konstrukcijom koja se sastoji od glavnih krovnih nosača promenljivog poprečnog preseka sa romboidnim rasporedom i rožnjača, koje predstavljaju sistem kontinualnih I nosača. S obzirom na prostorni rad konstrukcije i činjenicu

da je krutost krovne ravni postignuta sadejstvom njenih romboidno raspoređenih glavnih nosača i rožnjača, bez spregova u samoj krovnoj ravni, rožnjače su napregnute pored uobičajenih uticaja savijanja i značajnim uticajima normalnih sila pritiska.

U okviru priloženog statičkog proračuna prikazani su svi relevantni podaci i rezultati proračuna na osnovu kojih se potvrđuje stabilnost i funkcionalnost projektovane konstrukcije. Dimenzionisanje pojedinih nosača ili njihovih delova je sprovedeno automatski, jer programski paket TOWER poseduje modul za dimenzionisanje prema EN 1993-1-1 EC 3. Za elemente kao što su glavni krovni nosači krova iznad tribina i ulaza na zapadnoj strani stadiona, koji su promenljivog poprečnog preseka i na jednom svom delu sa kružnim otvoriba u rebru, pomenuti programski paket ne tretira dimenzionisanje ni proveru stabilnosti takvih elemenata, te je proračun urađen naknadno prema stavovima gore pomenutih propisa za dimenzionisanje čeličnih nosača, kao i odgovarajućih priručnika za primenu EN 1993-1-1 EC 3.(„The Behavior and Design of Steel Structures to EC3“ autora: Trahair, Bradford, Nethercort, Gardner).



Slika 4

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Hranislav Kočović[1], Nenad Todić[2], Miloš Karaklić[3], Vladeta Matović[4], Radovan Tošković[5], Radomir Milićević[6]

RADIONIČKA DOKUMENTACIJA I IZRADA ČELIČNE KROVNE KONSTRUKCIJE STADIONA U FRANSVILU

Rezime:

U radu je prikazana radionička dokumentacija i izrada sa probnom montažom čelične konstrukcije za pokrivanje tribina na fudbalskom stadionu u Franceville-u (Gabon). Izrada konstrukcije je ostvarena na osnovu Glavnog građevinskog projekta, u svemu prema standardima EC.

Ključne reči: Izrada konstrukcije, probna montaža,

WORKSHOP DOCUMENTS AND PRODUCTION OF STADIUM STEEL ROOF STRUCTURE IN FRANCEVILLE

Abstract:

The paper deals with the workshop documentation and production with trial installation of steel structure for roof to cover stands at a football stadium in Francevile-in (Gabon). Structure construction was performed according to the Main Design, in accordance with EN norms.

Key words: Structure construction, trial assembly

[1] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo

[2] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo

[3] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo

[4] VSS Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[5] inž. sar. Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

[6] Mr dipl.inž.maš. director kontrolne jedinice, BACCO control Beograd

1. UVOD

Za potrebe Afričkog kupa u fudbalu, koji se 2012. godine održava u Gabona planirana je izgradnja i renoviranje nekoliko stadiona. Postojeći stadion u Fransvilu se u glavnom u potpunosti ruši i pristupa se izgradnji potpuno novog stadiona sa velikom čeličnom krovnom konstrukcijom iznad zapadne i istočne tribine i dve manje nadstršnice iznad ulaza u stadion. Izradu ove čelične konstrukcije i montažu po sistemu „ključ u ruke“ ugovorilo je preduzeće „AMIGA“ d.o.o. iz Kraljeva. Celokupna razrada izvođačkog projekta, tehnologija izrade i probna montaža se odrađuju u Kraljevu, a zatim se konstrukcija pakuje u kontejnere i šalje za Afriku, gde se na lokalitetu u Fransvilu vrši montaža konstrukcije.

2. GLAVNI PROJEKAT ČELIČNE KONSTRUKCIJE

Nosliac projektovanja celokupnog stadiona u Fransvilu je firma „A4A Inženjering“ iz Beograda, a za potrebe glavnog nosioca posla „CCL Peninsular“ iz Libervila u Gabonu. Glavni projekat čeline konstrukcije se sastoji od statičkog proračuna i dvanaest crteža svih nadstrešnica na stadionu. Nivo razrade konstrukcionih detalja je bio takav da je izvođačka firma lako mogla da prilagodi izradu konstrukcije svojoj tehnologiji.

Konstrukcija krova iznad tribina je sastavljena iz dva identična dela, koji se nalaze iznad zapadne i istočne tribine stadiona. Rešenje pokrivanja tribina podrazumeva izgradnju po dve armirano betonske kule u okviru i istočne i zapadne trbine. Kule su na čistom rastojanju cca 40m i jedna od funkcija im je da predstavljaju oslonce glavnim krovnim nosačima. Ovim kulama je krovna konstrukcija podeljena na tri dela. Srednji deo je raspona 40,0m i potpuno je prav, a levo i desno od kula, u pravcu prostiranja tribina idu pravi delovi krovne konstrukcije koji su raspona po 80,0m.

Konstrukcija krova se u poprečnom preseku može podeliti na dva dela, tj. na glavne nosače i konstrukciju krova, koja se sastoji od krovnih nosača (KN) i rožnjača, čija je funkcija nošenje krovnog pokrivača, sistema za odvodnjavanje i ostale opreme.

Glavni nosači su u stvari petopojasne rešetke, u srednjem delu krova između kula na koje se oslanjaju, raspona 40,0m i grednog statičkog sistema i raspona 80,0m, statičkog sistema rešetkastog polurama. Osna visina rešetki je konstantna, bez obzira na raspon, što je bio arhitektonski uslov, i iznosi 3600 mm. Gornji pojas je sastavljen od tri štapa formirana od toplovučenih cevi, a donji pojas od dva štapa. Rastojanje među štapova oba pojasa je 3375mm. Čvorovi rešetke su međusobno spojeni horizontalama i dijagonalama tako da je formiran prostorni rešetkasti nosač, otporan i na opterećenja koja izazivaju torzione deformacije. Svi štapovi rešetki su cevasti profili, a predviđeno je da glavni nosači budu u zavarenoj izradi.

Krovni nosači (KN) su međusobno povezani tako da čine deltoidnu figuru i pri tome s obzirom da prate nagib krovne ravni su u stvari rotirani oko sve tri materijalne ose. Ovi nosači su u zavarenoj izradi, promenljivog poprečnog preseka i vezju se za donje pojaseve rešetki, tj. glavnih nosača, a isto preko sistema zatega i za gornje pojaseve glavnih rešetkastih nosača. Veza za zatege i kačenje za donji pojas rešetke je predviđeno u vijčanoj izradi. Preko ovih nosača se postavljaju rožnjače na međusobnom rastojanju u osnovi od 2950mm, statičkog sistema kontinualne grede.

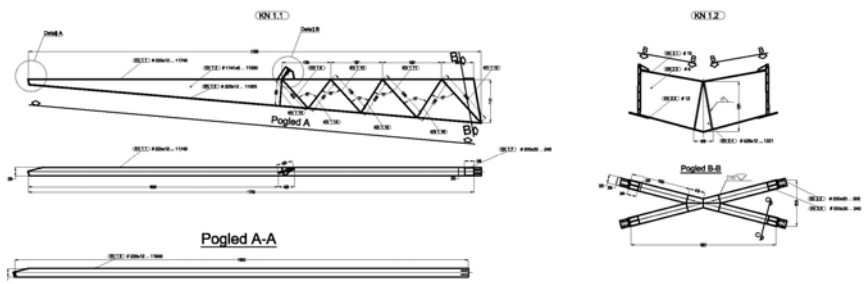
Dve nadstrešnice nad ulazima su znatno manje konstrukcije, i po površini i po rasponima, i takođe su predviđene pretežno u zavarenoj izradi.

3. IZRADA RADIONIČKE DOKUMENTACIJE

Izrada radioničke dokumentacije, odnosno Izvođačkog projekta u potpunosti je urađena od strane izvođača konstrucije u skladu sa Glavnim projektom, koji je prikazan u radu „Glavni projekat čelične krovne konstrukcije tribina stadiona u Fransvilu“, kao i Tehničkim uslovima za izvođenje čeličnih konstrukcija, propisanih ovim projektom.

Razrada detalja čelične konstrukcije je rađena CAD tehnologijom. Zbog velike geometrijske složenosti i položaja u prostoru rađeno je 3-D modeliranje pojedinih detalja , odakle su proizašle i neke izmene u odnosu na rešenja iz Glavnog projekta. Na primer detalj spajanja četiri krovna nosača u podužnoj osi krovne konstrukcije koji je prikazan na slici 1. Susticanje 4 rebra nosača KN se vrši tako što se oni po dva sa svake strane zavaruju za vertikalni trapezni lim. Rešenje u Glavnom projektu je predviđalo zavarivanje za cevni element, ali se u razradi odustalo zato što rebra KN nosača nisu vertikalna nego zaokrenuta u dve ravni i za krušnu cev se ne bi spajala po vertikalnoj izvodnici nego po spirali. Takođe je došlo do izmene i na rebru KN nosača na delu gde su bili predviđeni kružni otvori, na zahtev autora arhitektonskog rešenja.

Takođe se vodilo o uslovima transporta elemenata konstrukcije (gabariti transportnog kontejnera), kao o uslovima montaže na samom terenu. Iz ovih uslova proizašao je raspored montažnih nastavaka, ukrupnjenost elemenata konstrukcije, kao i odluka o zavarivanju pojedinih elemenata u radionici u Kraljevu odnosno na samom gradilištu pri montaži.



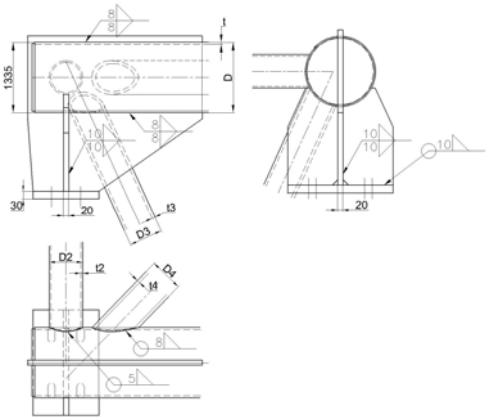
Slika 1 – Karakterističan primer iz radioničke dokumentacije

4. IZRADA KONSTRUKCIJE

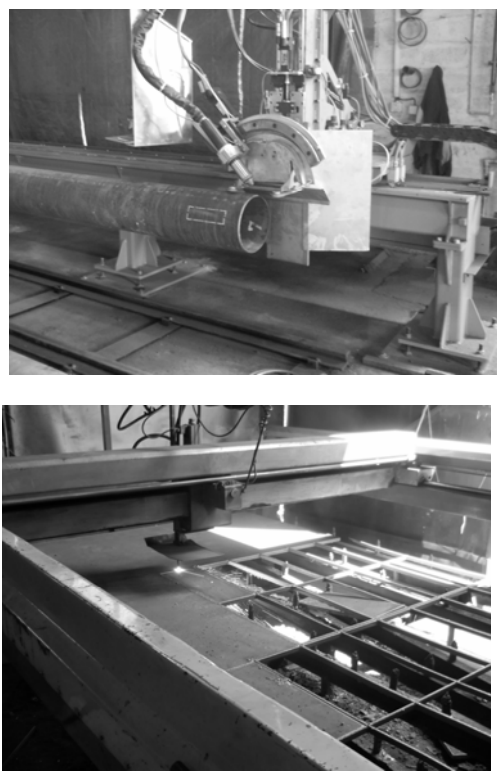
Zbog fiksiranih rokova za završetak konstrukcije i vremenskog trajanja transporta (pretpostavka je da samo transport brodom traje oko tri meseca i velikog kopnenog transporta, koji u npr. Gabonu je 1000km železnicom) paralelno sa izradom radioničke dokumentacije krenulo se i sa izradom konstrukcije (slika 2) Razrađeni su detalji oslanjanja, detalji montažnih nastavaka glavnih nosača, KN nosača i rožnjača i pristupilo se izradi ovih konstrukcijskih elemenata u radionici u pogonu „AMIGE“ u Kraljevu..

S obzirom da je konstrukcija pretežno u zavarenoj izradi prvo se pristupilo izradi Elaborata tehnologije zavarivanja. Ovim Elaboratom je predviđena tehnologija za sve postupke zavarivanja koji se primenjuju pri izradi konstrukcije (ručno elektrolučno zavarivanje – 111 i zavarivanje u zaštićenoj atmosferi CO_2 gasa – MAG 135).Po prvi put proizvođač konstrukcije je primenio dva robota (MAG zavarivanje) za kružno zavarivanje (korišćeno pri izradi veze

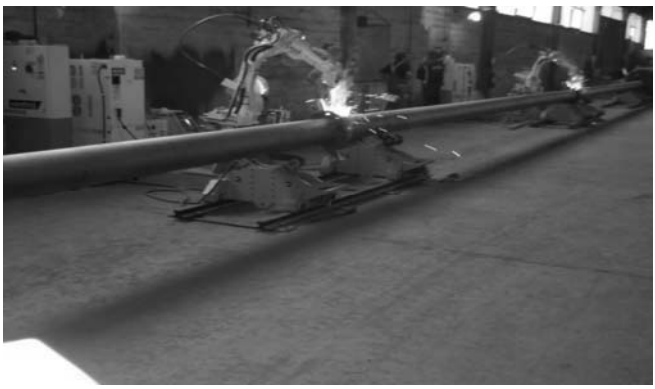
priključnih ploča za cevaste pojasne štapove glavnog rešetkastog nosača. Takođe je primenjeno i tandem zavarivanje kod izrade punih limenih nosača (KN nosači i pojedine pozicije rožnjača).



Slika 2 –Detalj oslanjanja rešetki –razrađeno zavarivanje pojedinih elemenata



Slika 3 –Prikaz primene savremene opreme u radionici Amige za izradu konstrukcije- primeri sečenja profila plazmom i savremenom testerom



Slika 4 – Zavarivanje pomoću robota za kružno zavarivanje

5. PROBNA MONTAŽA

U skladu sa opštim uslovima za izradu i montažu konstrukcije vrši se probna montaža na poligonu u okviru fabrike. Da bi se izvršila probna montaža na poligonu je formiran sistem pomoćnih oslonaca, kako bi se u potpunosti ostvarila projektovana geometrija. Sistem pomoćnih oslonaca je geodetskim putem kontrolisan da bi se dobile tačne koordinate svih oslonaca, odnosno karakterističnih tačaka konstrukcije. Napominje se da izvođač konstrukcije koristi pri probnoj montaži tipsku konstrukciju skela (Peri) koju će koristiti i pri izvođenju – montaži konstrukcije na lokaciji u Fransvilu. Na slici 5 vidi se početak probne montaže krovnih nosača (KN), a na slici 6 vide se namontirani krovni nosači i postavljene skele za prihvatanje glavnih rešetkastih nosača. Dok se na slici 7 vidi montaža – formiranje gornjrg pojasa glavnog nosača. Ovakav pristup probnoj montaži izvođaču radova će omogućiti da proveri način ugradnje rožnača, a posebno sistema za odvodnjavanje (oluka), koje je u ovom slučaju zbog klimatskih uslova veoma značajno.



Slika 5 – Probna montaža KN nosača



Slika 6 – Probna montaža KN nosača i skela za montažu glavne rešetke



Slika 7 – Štapovi gornjeg pojasa glavnog rešetkastog nosača (probna montaža)

LITERATURA

[1] Glavni arhitektonsko-građevinski projekat zaštitne konstrukcije nad lokalitetom Lepenski vir, sveska 1/2 i 2/2 (Republički zavod za zaštitu spomenika kulture- Beograd)

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Ivan Ignjatović[1], Selimir Lelović[2], Dejan Bajić[3]

PROJEKTOVANJE I GRAĐENJE KONSTRUKCIJE HOTELA CENTAR U NOVOM SADU

Rezime:

U ovom radu dat je u prikaz projektovanja i građenja betonske konstrukcije hotela Centar u Novom Sadu. Objekat je nepravilan u osnovi, ukupne površine od oko 4000 m^2. Presudan uticaj na izbor rešenja konstrukcije imao je arhitektonski pristup rešavanju hotelskog enterijera, kao i postizanje efekta transparentnog kubusa u prostoru.

Ključne reči: hotel, beton, konstrukcija, arhitektura

DESIGN AND CONSTRUCTION OF HOTEL CENTAR STRUCTURE IN NOVI SAD

Summary:

Design and construction review of the hotel Centar in Novi Sad is presented in this paper. This building of irregular layout occupies the total area of about 4000 m^2. Architectural solution of hotel's interior and intention of reaching the effect of transparent cube in space has the crucial influence on the layout and selection of structural elements.

Key words: hotel, concrete, structure, architecture

[1] *Asist.mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

[2] *Asist.mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

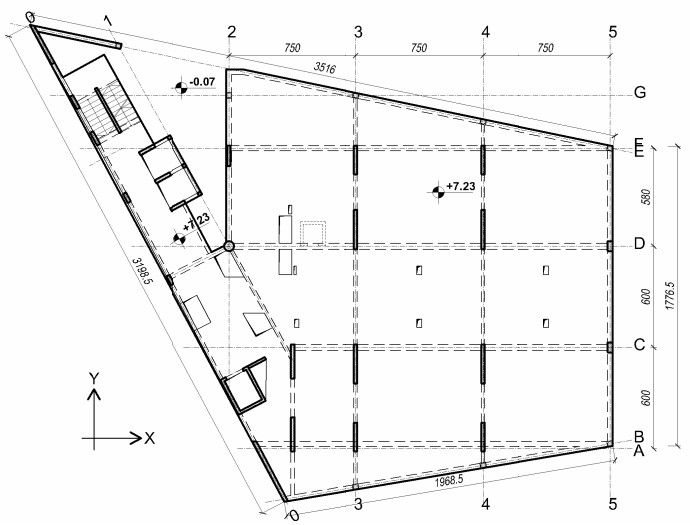
[3] *Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd*

1 UVOD

Projekat konstrukcije koji će u ovom radu biti u najkraćem predstavljen, odnosi se na zgradu poslovno ugostiteljkog objekta HOTEL CENTAR, koji se nalazi u Novom Sadu, na uglu ulica Pavla Papa i Uspenske. Investitor objekta je kompanija MATIJEVIĆ, a autor arhitektonskog rešenja studio MIT ARH iz Beograda, sa akademikom prof. Branislavom Mitrovićem na čelu autorskog tima. Glavni izvođač radova na konstrukciji bila je firma GRADNJA ZB.

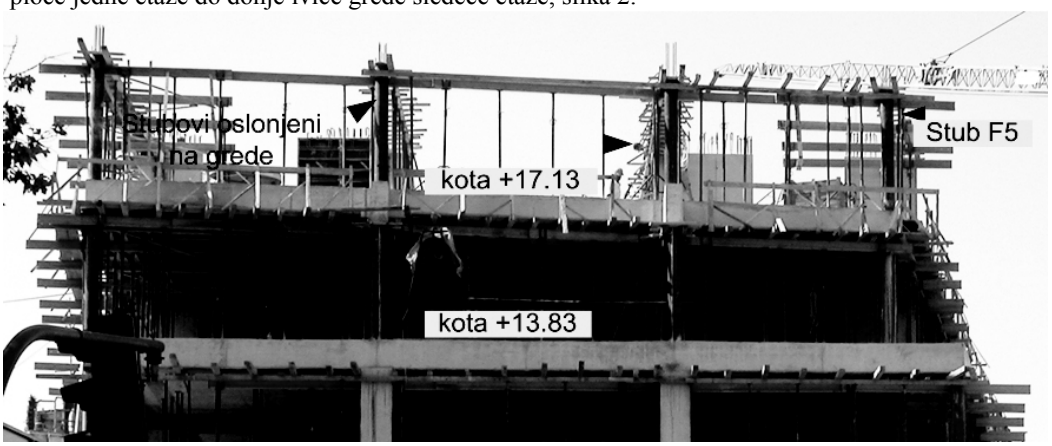
2 KONSTRUKCIJA HOTELA

Objekat je u osnovi oblika nepravilnog trapeza, oivičen ulicama sa tri strane, dok se po strani dužine od oko 32 m nalazi uz susedni objekat. Dužina ostalih strana zgrade iznose približno 20 m, 17 m i 35 m, slika 1. Ukupna bruto površina objekta iznosi oko 4000 m^2, raspoređena na suteren, etažu prizemlja i pet spratova. Temeljna spojnica zgrade nalazi se pretežno na koti –5,6 m, a visina objekta je približno 20,5 m od ploče prizemlja, tj. kote terena. Tipična spratna visina iznosi 3,3 m, osim prizemlja gde je 4,0 m. U prostoru suterena predviđeno je parkiranje u dva nivoa, magacini i tehničke prostorije (rezervoar, pumpna stanica, dizel agregat, podstanica, rashladna jama, mašinske prostorije). Na prizemlju, osim ulaznog hola sa jedne i auto lifta sa druge strane hotela, najveću površinu zauzimaju lokali. Prvi sprat predviđen je za restoran, kuhinju, lokale i hotelske sobe. Na svim ostalim spratovima nalaze se hotelske sobe, približno istog rasporeda, u koje se ulazi iz centralnog hola (između osa C i D). Vertikalne komunikacije obezbeđene su panoramskim liftom i stepeništem koje menja položaj u osnovi, gledano po vertikali objekta.



Slika 1 – Dispozicija tipskog sprata

Glavna konstrukcija objekta je armirano-betonska, livena na licu mesta, sa zidovima i stubovima kao nosećim vertikalnim elementima. Međuspratne konstrukcije su pune armirano-betonske ploče debljine 20 cm, livene na licu mesta. U centralnom delu objekta (između osa 2 i 5), tavanica je dominantno krstasto armirana betonska ploča, na tipičnom rasteru od 7,5 m x 6,0 m, slika 1. Na delu prema susednom objektu, glavne oslonačke linije se nalaze u osama 0 i 1, ali se ploča zbog većih vertikalnih prodora instalacija, nepravilno oslanja i na delove liftovskih ramova i zidova, te grede upravne na pomenute ose, slika 1. Objekat nema dominantno armiranobetonsko jezgro, a osnovni vertikalni elementi u centralnom delu objekta su zidovi orjentisani u Y pravcu, debljine 20 cm, po četiri zida u osama 3 i 4, slika 1. U podzemnom delu objekta, kroz podrumsku etažu, zidovi debljine 20 cm u potpunosti opasuju objekat i sa tavanicom na koti 0,00 formiraju "krutu kutiju". Po obodu objekta, sa tri strane prema ulicama, projektovani su kružni čelični stubovi Ø273x7,1 mm ispunjeni betonom, kako bi minimalno uticali na transparentnost fasade, kao jednog od ključnih arhitektonskih zahteva. Nosivost ovih stubova sračunata je prema pravilima Evrokoda 4 [1] za spregnute stubove. Ipak, ovde se ne radi o tipičnom sprezanju čelika i betona, već pre o "utezenju" betona čelikom, s obzirom da kružni čelični profil obuhvata betonski stub od ploče jedne etaže do donje ivice grede sledeće etaže, slika 2.



Slika 2 – Fasadni ram u osi 5 tokom građenja

3 ASEIZMIČKI KONCEPT

Koncept prijema seizmičkog opterećenja je različit za dva upravna pravca. U Y pravcu, seizmički uticaji dominantno su prihvaćeni zidovima koji su međusobno povezani gredama, a period oscilovanja iznosi 0,5 s. U znatno "mekšem", X pravcu, horizontalni uticaji prihvaćeni su sa 4 armiranobetonska rama u osama A,C,D i F. Period oscilovanja za ovaj pravac iznosi 1,37s. Grede ovih atipičnih ramova su dimenzija 35/60 (ose C i D), odnosno 30/60 (ose A i F). Vertikalni elementi tih ramova su uglavnom zidovi, koji za X pravac projektnog zemljotresa trpe savijanje oko slabije ose, tj. dimenzije od samo 20 cm, slika 1. Na krajevima ovih ramova prema fasadi, kao

što je ranije rečeno, nalaze se kružni betonski stubovi utegnuti čelikom. Ovakav izbor, tj. "ceđenje" poprečnog preseka i formiranje elemenata problematične duktilnosti, za posledicu je imao nemogućnost da se ovakvi stubovi uključe u prijem seizmičkih uticaja. Zato su ovi stubovi projektovani kao "pendel" stubovi, za prijem gravitacionog, ali ne i seizmičkog opterećenja.

Spoljašnja arhitektura objekta, želja da se postigne "dubina površine", proizvela je zahtev da se kontura objekta, počev od kote +13,83, "povlači" ka unutrašnjosti objekta, slika 3. Zato je jedan od fasadnih stubova (u preseku osa 5 i F) morao biti izmešten ka unutrašnjosti objekta i oslonjen na roštilj greda na koti +13,83, slika 2. Slična situacija se ponavlja na poslednjem spratu, gde se ponovo fasada na jednom delu dodatno "povlači" ka unutrašnjosti objekta, tako da stubovi "padaju" na grede prethodne etaže u osama C i D, slika 2. To je, osim velikih smicanja u tim gredama, proizvelo neregularnosti tipa diskontinuiteta stubova po visini objekta. Ovi stubovi su takođe "isključeni" iz učešća u prijemu horizontalnih opterećenja, ali su projektovani da imaju kapacijtet nosivosti koja proizilazi iz deformacije konstrukcije kao celine. U savremenim seizmičkim propisima (npr. Evrokod 8 [2], IBC [3]) ovakvi elementi su označeni kao sekundarni i njihov ukupan udeo u krutosti konstrukcije kao celine je ograničen (npr. 15% [2], što je ispoštovano u konkretnom slučaju). Maksimalna horizontalna pomeranja konstrukcije usled projektnog zemljotresa iznose 25 mm u X, tj. 11 mm u Y pravcu, što je u granicama dozvoljenih maksimalnih pomeranja od h/600≈34 mm.



Slika 3 – Izgled izgrađenog objekta – "paučinasti kubus u prostoru"

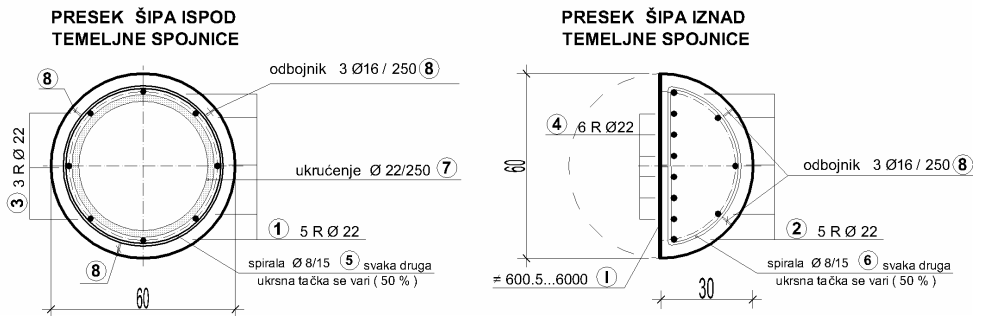
3 FUNDIRANJE I OBEZBEĐENJE TEMELJNE JAME

Objekat je fundiran na temeljnoj ploči koja je konstantne debljine 70 cm. Preko temeljne ploče predviđeno je nasipanje sloja peska u debljini od 30 cm. Taj prostor iskorišćen je za smeštanje

instalacija. Preko sloja peska izlivena je lako armirana betonska ploča debljine 12 cm, odnosno 18 cm na delu podruma koji se koristi kao parking prostor, prema zahtevu isporučioca opreme za smeštanje vozila u dva nivoa. Prema geotehničkom elaboratu, dopušteni naponi u kontaktnoj spojnici iznose oko 490 kN/m^2, što je značajno više od sračunatog, očekivanog napona na tlo od oko 175 kN/m^2. Dobijena maksimalna sleganja temeljne ploče iznose nešto manje od 2 cm.

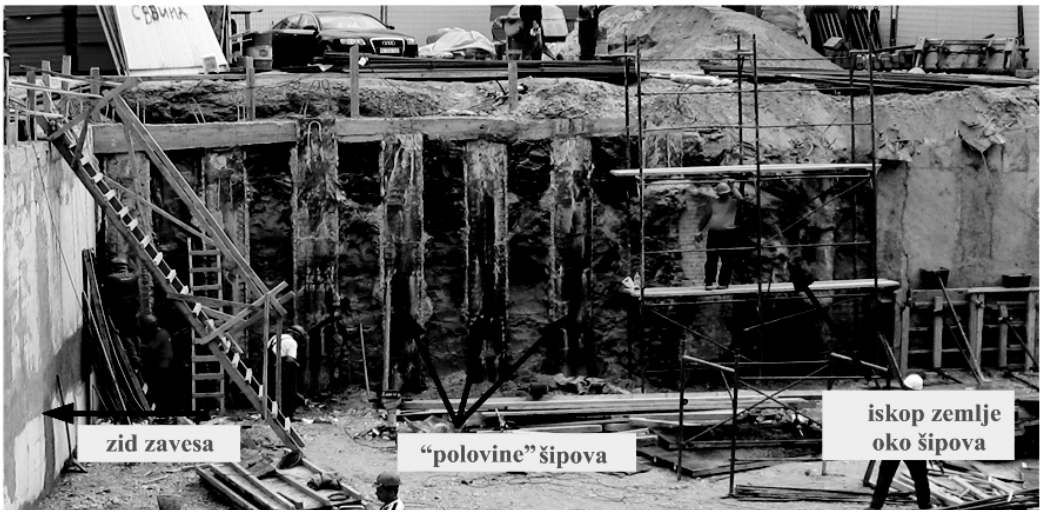
Prema geotehničkom elaboratu, nivo podzemne vode bio je na koti -4,30, tj. predviđeno je svega oko 60 cm visine vodenog sloja oko konstrukcije. Ipak, s obzirom da je merenje izvršeno praktično u trenutku najnižeg godišnjeg vodostaja (avgust 2008), da je postojala samo jedna istražna bušotina i imajući u vidu blizinu reke, za analize je usvojeno da je mogući nivo podzemne vode na koti terena (0,00). Uspostavljena je zavisnost između faze izgrađenosti objekta, tj. broja izvedenih etaža i dozvoljenog nivoa podzemne vode, kako ne bi došlo do isplivavanja objekta. Ovi podaci prosleđeni su Izvođaču koji je na osnovu toga planirao rad pumpi za crpljenje vode u drenažnim bunarima.

Obezbeđenje iskopa temeljne jame prema susednom objektu spratnosti Po+Pr+5S (uz osu 0, slika 1) predviđeno je sa 16 "Mega" šipova prečnika ϕ323 mm, na međusobnom rastojanju od 1,55 m, ukupne dužine 7,0 m. Specifično rešenje zaštite iskopa prema trima ulicama podrazumevalo je izradu bušenih šipova različitog poprečnog preseka ispod i iznad temeljne spojnice. Inicijalno prečnika ϕ600 mm (slika 4 levo), od šipova "preostaje" polovina poprečnog preseka u nivou suterena (slika 4 desno). Ovakav oblik poprečnog preseka formiran je pomoću uzengije i čeličnog lima širine 600 mm (slika 4 desno i slika 5), postavljenog ka unutrašnjosti temeljne jame.



Slika 4 – Poprečni preseci šipa ispod i iznad temeljne spojnice

Ovim je postignuta maksimalna iskorišćenost građevinske parcele u visoko urbanizovanim uslovima, tj. dobijeno još po 30 cm sa tri strane objekta. Ukupno je pobijeno 56 takvih šipova na međusobnom rastojanju od 1,30 m, ukupne dužine L=10,0 m, koji su u vrhu povezani naglavnom gredom Bušenje je obavljeno sa fluidnom podgradom (bentonitskom isplakom) i uvodnom kolonom dužine do 5,0 m. Između svih bušenih i "Mega" šipova predviđeno je formiranje armirano betonske zid zavese, debljine d=15 cm. Zaštita temeljne jame, u različitim fazama, prikazana je na slici 5.



Slika 5 – Zaštita temeljne jame pomoću bušenih šipova i zid zavese

4 ZAKLJUČAK

Arhitektonsko rešenje hotelskog prostora na nepravilnoj osnovi te želja za postizanjem efekta kompaktnog, transparentnog kubusa u prostoru bez klasičnog rasporeda elemenata na fasadi, uslovila je predstavljeno rešenje konstrukcije. Brižljivo projektovanje i veliki stepen razumevanja i saradnje svih učesnika na projektu rezultovalo je da objekat bude izgrađen i otvoren za korišćenje u toku 9 meseci – od marta do decembra 2009.

5 ZAHVALNOST

Veliku zahvalnost autori ovog rada duguju Izvođaču radova na konstrukciji hotela, Gradnji ZB, kao i arhitektonskom studiu MIT ARH, zbog stavljanja na uvid kompletne foto-dokumentacije koja se odnosi na period tokom i nakon izgradnje objekta.

LITERATURA

[1] *EN 1994-1-1 – Evrokod 4: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona, Deo 1-1: Opšta pravila i pravila za zgrade* // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Beograd, Februar 2006, 130s

[2] *EN 1998-1 – Eurocode 8:: Design of structures for earthquake resistance, Part 1* / European Committee for Standardization // CEN, Brussels, December 2004, 219p

[3] *Uniform Building Code , Volume 2 – Structural Engineering Design Provisions* / International Conference of Building Officials // Whittier, California, April 1997, 510p

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Đorđe Martinović[1]

QATAR PETROLEUM / TD OPERATIVNI I KONTROLNI CENTAR ZA NAFTU I GAS U QATARU / DOHI

Rezime:

U saopštenju se daje prikaz objekta TD Operativni i Kontrolni Centar za naftu i gas u Qataru u glavnom gradu Doha. Projekat se radi u ENERGOPROJEKT ENTEL (Glavni Konsultant-Projektant u Beogradu sa podkonsultantima SPAZIO iz Milana i SKM/WAGNER iz Dubaia. Podeljen je u tri faze: Idejni, Preliminarni i Detaljni a za potrebe Qatar Petroleum (QP). Sada se nalazi u fazi završetka detaljnog projektovanja.

Ključne reči: Qatar, QP, Doha, Beograd, Kontrolni centar

QATAR PETROLEUM/TD OIL & GAS OPERATION CENTER AND CONTROL ROOM IN QATAR / DOHA

Summary:

The paper contains description of the TD Oil and Gas Operation Center and Control Room in Doha as Capital of QATAR .The project is under Design in Energoprojekt Entel as Main Consultant in Belgrade with subconsultans SPAZIO from Milan and SKM/WAGNER from Dubai. The Project contains three phases Sketch,Preliminary and Detailed for Qatar Petroleum QP as Client. Now is under Detailed Design finalizing.

Key Words: Qatar, QP, Doha, Belgrade, Control Center

[1] ENERGOPROJEKT ENTEL, Bulevar Mihaila Pupina br. 12, 11070 Beograd,
Đ. Martinović, dipl.inž.grđ., Šef projekta (Odgovorni projektant konstrukcije) pet godina Rezident inženjer u Qataru i Dubaiu

1. PREDGOVOR

Qatar Petroleum (QP) je osnovna kompanija za eksploataciju nafte i gasa u državi Qatar sa glavnim gradom Doha u Persisjkom zalivu. Qatar posebno obiluje prirodnim nalazištima tečnog gasa. Stabilnost se oseća naprotiv opštoj međunaronoj ekonomskoj krizi. Bivša je kolonija Velike Britanije, a engleski jezik je službeni, pored arapskog. Domonantni standardi su takođe britanski. Zemlja je tradicionalne islamske kulture na bliskom Istoku.

Konsultantski posao na projektovanju TD OPERATIVNOG I KONTROLNOG CENTRA U DOHI u tri faze Idejni/Preliminarni/Detaljni je dobio ENERGOPROJEKT ENTEL sa svojom ino kompanijom u Qataru, a za potrebe Qatar Petroleuma kao Klijenta. Takođe, praćenje tokom izgradnje, kao pomoć QP-u pripada Energoprojektu. Rok za projektovanje je sedam meseci, a za izgradnju 20 meseci. Projektovanje Detaljne faze projekta je u toku a planirani završetak izgradnje je sredina 2012. godine.

2. UVOD

Smisao projektovanja Kontrolnog Centra u gradu Dohi, pored pratećih operativnih delova sa službenim prostorijama je stvaranje CENTRALIZOVANOG sistema kontrole za transport i distribuciju nafte i gasa u Qataru. Postojeći kontrolni lokalni centri su raspoređeni u postrojenjima za ekploataciju tečnog gasa unutar države. Iz razloga eksplozivnosti gasa i mogućih havarija, novi centar je izvan tih zona. Iz tog razloga nije zahtevano projektovane objekta otpornog na moguću tehnološku eksploziju u postrojenju. Zahtevano je projektovanje dela kontrolnog centra otpornog samo na terorističke napade.

Pored ENERGOPROJEKT-ENTEL kao glavnog konsultanta, ugovarača konsultantskih usluga na projektu, uključeni su i podkonsultanti prema sledećem:

- ENERGOPROJEKT-ENTEL U BEOGRADU SA INO KOMPANIJOM U DOHI ZA GRAĐEVINSKO-KONSTRUKTIVNI DEO SA INSTALACIJAMA
- SPAZIO U MILANU (ITALIJA) ZA ARHITEKTONSKI DEO I ERGONOMIJU
- SINCLAR KNIGHT MERZ/SKM IZ AUSTRALIJE SA OFFICE-om U DUBAIU ZA SECURITY SISTEM
- WAGNER SA OFFICE-om U DUBAIU ZA PROTIVPOŽARNU ZAŠTITU
- ACES SA OFFICE-om U DOHI ZA GEOMEHANIČKE ISTRAŽNE RADOVE
- GULFICCO IZ BEOGRADA SA OFFICE-om U DOHI ZA GEODETSKA MERENJA I PODLOGE
- DG JONES & PARTNERS IZ UK SA OFFICE-om U DOHI KAO QUANTITY SURVEYOR

3. ARHITEKTONSKO-GRAĐEVINSKA KONCEPCIJA OBJEKTA

Objekat je lociran u delu Dohe Al Khulaifat Al Jadeeda na placu dimenzija 120/120m, a površine 13860 m^2. Objekti na placu su (vidi sliku br 1):

- Glavna zgrada sa delom za Kontrolni centar i prateće kancelarije koja je otporna na eksplozije i delom kancelarija za potrebe Transmisonog i Distributivnog centra koja nije otporna na eksplozije. Glavna zgrada je kružnog oblika, prema arhitektonskom zahtevu projektanta i sa korisnom površinom oko 5000 m^2.

- Ulazna zgrada/portirnica, eliptičnog oblika.
- Servisna zgrada za instalacije.
- Rezervoari za protivpožarnu zaštitu.
- Klasična zidana ograda sa sigurnosnom automataskom kapijom.
- Unutrašnji putevi i platoi.
- Nadkriveni parkinzi unutar i izvan ograde.
- Hortikultura unutar ograde.
- Prateće instalacije u objektu i na placu (hidro, hvac, elektro, telekomunikacione i sigurnosne).

Objekat je razigranog i zahtevnog oblika prema tenderskim zahtevima sa dosta staklenih fasadnih i pregradnih zidova.

4. KONSTRUKCIJA GLAVNE ZGRADE

Konstrukcija glavne zgrade je kombinovana armirano betonska i čelična (vidi sliku 2).

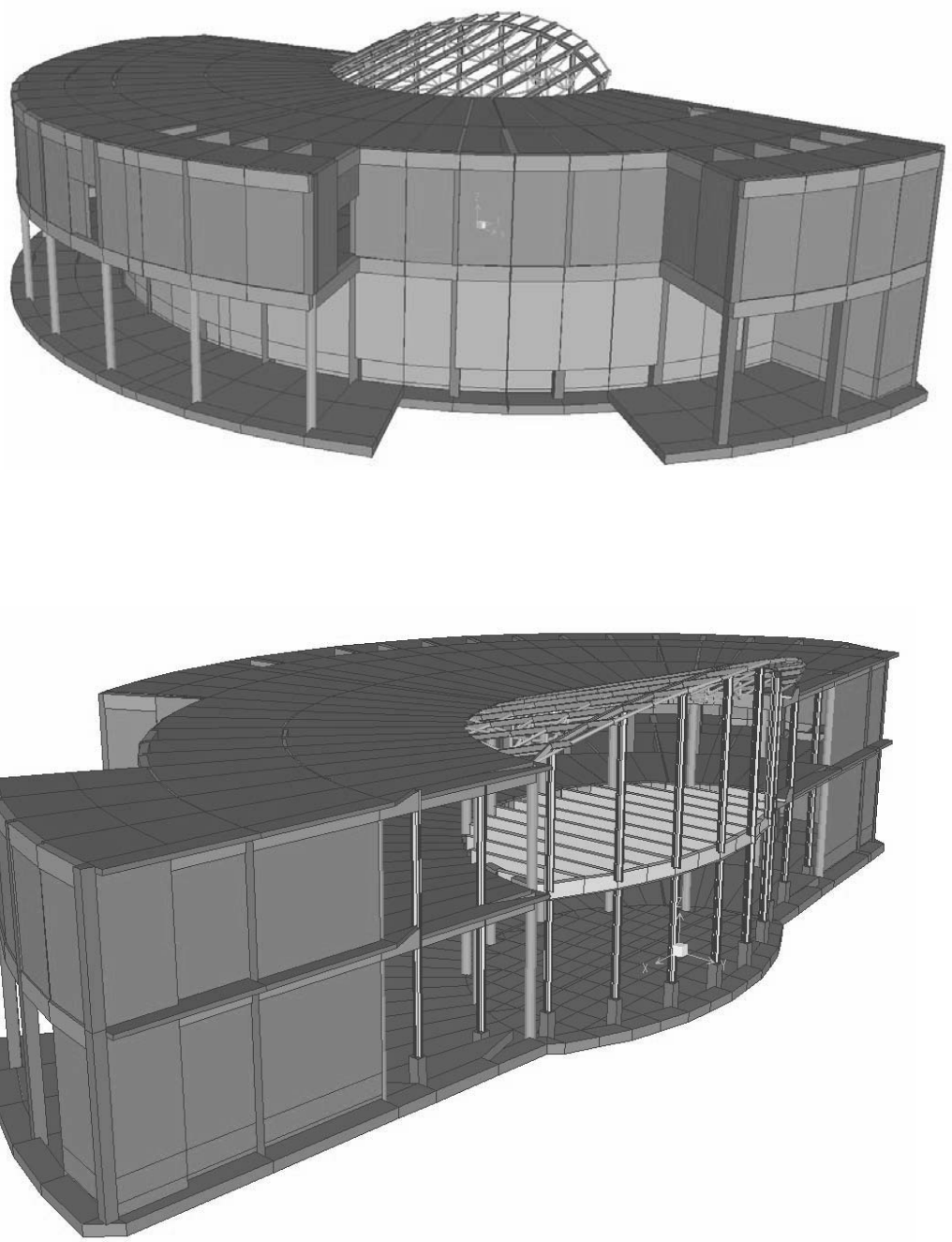
Zgrada je dominantno kružnog oblika podeljena u tri nezavisne konstruktivne celine sa uvedenim dilatacijama, obzirom na dimenzije celog korpusa oko 90 m.

Prvi deo zgrade je P+1 je polukružnog oblika sa prečnikom oko 60 m. Osnovna namena ovog dela objekta je smeštaj Glavnog Kontrolnog Centra (Central Control Room/ CCR) u prizemlju raspona oko 15m i Centra za odbranu od elementarnih nepogoda (Disaster Management Centre/DMC) na prvom spratu iznad CCR. Ostali deo zgrade u prizemlju i na spratu su prateće kancelarije za upravljanje i podršku.

Deo za CCR i DMC je od čelične konstrukcije sa dominantnom atraktivnom staklenom fasadom na posebnoj sekundarnoj konstrukciji. Međuspratna konstrukcija ovog dela, kao i krovna ljuska, projektovani su kao HI-BOND sistem bez skele i oplate. Ostali deo sa kancelarijama i prostorijom za HVAC na prvom spratu je armirano betonski. Ovaj deo konstrukcije je projektovan kao eksplozivno otporan od mogućeg terorističkog napada. Obzirom na značajan intenzitet horizontalnog opterećenja od oko 20-30 KN/m^2 projektovan je kombinovano od horizontalnih ploča dijafragmi u krovu, prvom spratu i temeljima oslonjenih preko stubova. Podna ploča je plivajuća na elastičnoj podlozi. Horizontalna obloga i ujedno ukrućenje konstrukcije izvršeno je sistemom armirano betonskih zidova (shear wall type). Krovna ploča i ploča prvog sprata su poduprte gredama, a temeljna polukružna ploča debljine 0,50m je ravna masivna ploča bez greda na koju se oslanjaju stubovi i zidovi.

Temeljno tlo je ispucala krečnjačka stena nosivosti oko 400 KN/m^2 sa dubinom fundiranja 1,50 m.

Debljine armirano betonskih zidova 0,200/0,250m garantuju bočnu zaštitu od eksplozije, a u slučaju lokalnog kolapsa preostali deo skeleta je projektovan tako da ostane stabilan, uključujući i stepeništa za evakuaciju. Armirano betonski zidovi su okrenuti ka strani bližoj mogućoj eksploziji, a stakleni delovi koji zatvaraju prostor CCR & DMC ka unutrasnjosti kruga i na dosta većoj udaljenosti od izvora moguće eksplozije, koja je prema mogućem procenjenom scenariju napada pretpostavljena na ivici zaštitnog zida oko placa. Sama ograda/zid placa visine 3,50m, takođe zidana od šupljih betoskih blokova armiranih i ispunjenim betonom, ima pored ostalog i ulogu ublažavanja pritisaka na zgradu koje iznosi do 40 procenata. Pritiscsi i eksplozivni udari su procenjeni od strane security podkonsultanta SKM.



Slika br. 2

Drugi i treći deo prizemene zgrade su dva armirano betonska kružna prstena poluprečnika oko 45m, odvojena dilatacijom u sredini kao i od zgrade CCR & DMC.

Drugi deo ima nadgradnju prvog sprata na delu kod glavnog ulaza od čelika i stakla. Ovaj deo služi, pored ostalog, i kao atraktivni ulazni deo LOBBY sa duplom spratnom visinom od oko 10m. Konstrukcija čelika je oblika kružnog prstena. Ukrućenje ovog dela je obavljeno čeličnim sistemom portala u delu nadgradnje prvog sprata, kao i jednim bočnim oslanjanjem u nivou ukrućene krovne ravni na zgradu CCR & DMC. Oslanjanje krovne konstrukcije na osnovnu zgradu CCR & DMC na mestu dilatacije obavlja se sa dva klizna ležišta na bazi elastomera, radi smanjivanja efekta trenja. Krovna čelična konstrukcija je HI-BOND sistem, a fasadni stubovi su tipa pendel koji nose podkonstrukciju staklene fasade.

Treći armirano betonski deo zgrade je, zajedno sa osnovnim drugim, skeletna konstrukcija sa monolitnim pločama u krovu i podu. Stubovi unutrašnjeg prstena su čelični pendel, koji ujedno nose podkonstrukciju staklene fasade okrenute unutar celog prostora zgrade. Temelji su na samcima, povezanim temeljnim gredama i podnom monolitnom pločom. Podna ploča se oslanja na elasticnu podlogu.

Statičko konstruktivna analiza je urađena pomoću SAP 2000.

5. KONSTRUKCIJA ULAZNE ZGRADE/PORTIRNICE

Portirnica je prizemana zgrada skeletnog tipa, eleptičnog oblika, u osnovi dimenzija 16/10m. Krovna i podna ploča su armirano betonske monolitne, povezane gredama. Podna ploča se oslanja na elastičnu podlogu. Temelji su samci i trakasti po obimu. Na prednjoj strani dominira stakleni deo iz sigurnosnih razloga.

6. KONSTRUKCIJA SERVISNE ZGRADE

Servisna zgrada je postavljena u zadnjem uglu placa i ujedno čini i samu ogradu. Takođe ima i posebne ulaze spolja za pristup elektro prostorijama za napajanje, a pod kontrolom katarske centralne kompanije za prenos i distribuciju električne energije KAHRAMA. Unutar zgrade su, pored elektro transformatora i razvoda, i pumpne stanice za hvac i protivpožarne rezervoare u neposrednoj blizini.

Konstrukcija je prizemana, armirano betonska skeletna, dimenzija u osnovi oko 35m/14m. Krovna ploča je poduprta gredama. Podna ploča je plivajuća, na elastičnoj podlozi sa elektro kanalima .Temeljenje je izvršeno na temeljnoj ploči debljine 0,40m na dubini od 1,50m, koja je masivna bez greda, sa denivelacijom u delu elektrorazvoda.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Милош Лазовић[1], Биљана Цанић[2]

МЕТОД "TOP DOWN" ГРАДЊЕ, НЕКИ ИНОВАТИВНИ ЕЛЕМЕНТИ

Резиме

У градским срединама све више се јавља потреба за извођењем већег броја подземних етажа. Извођења заштите дубокух темељних јама у градским условима, поред постојећих објеката и у сложеним геотехничким условима , су сложена, скупа и дуго трају. Због тога се у новије време примењују специфични начини извођења радова као што анкероване заштитне конструкције у више редова или "top down" систем градње. Код оваквог система градње, разупирање заштитне конструкције темељне јаме врши се самом конструкцијом подземног дела објекта. У раду су приказани неки иновативни елементи оваквог начина извођења радова. Такође, прикатани су и неки елементи прорачуна комбинованог фундирања на шиповима и темељној плочи. На крају дат је приказ успешног извођења радова према описаном поступку на једном објекту у Загребу.

Кључне речи: темељна јама, потпорна конструкција, шипови, бетон

PROBLEMS OF DESIGN AND CONSTRUCTION OF DEEP EXCAVATION PITS

Summary

In urban sites there is a need for constructing numerous number of underground flours. Constructions of deep excavation pits in urban sites, next to existing objects and in complex geotechnical conditions, are very difficult, expensive and last for a long period of time. That is the reason why, lately, you can find special way of building by using slabs as temporary supports of excavation pits in several lines or so called "top down" method. With this method, supporting of excavation pit construction is done with the permanent underground part of the construction - slabs.

Key words: excavation pit, retaining wall, pile, concrete

[1] Др,дипл.инж.грађ., професор, Грађевински факултет Универзитета у Београду, Булевар краља Александра 73, Београд

[2] Биљана Цанић, дипл.инж.грађ., "ФУНДАМЕНТ-МБ" д.о.о., Београд

1 УВОД

При извођењу дубоких ископа, да би се обезбедила стабилност бочних стрна ископа, јавља се потреба за израдом заштитне конструкције темељне јаме. Ово се нарочито односи на градске услове у којима је простор око јаме ограничен и где се у непосредној близи јаме налазе суседни објекти.

Заштитне конструкције треба да задовоље следеће услове:

- да са довољним коефицијентом сигурности могу да прихвате бочне притиске тла и воде;
- да су промене напонско деформациских стања у тлу око темељне јаме за време извођења радова релативно мала и да услед њих не долази до померања која могу изазвати оштећења на суседним објектима и инсталацијама око јаме.
- да коштање извођења оваквих конструкција релативно мало, јер се најчешће ради о привременим конструкцијама.
- да поступци извођења оваквих конструкција нису сложени.

У новије време тежи да се разупирање јаме изводи самом конструкцијом подземног дела објекта, односно да се истовремено изводе радови на заштити темељне јаме и подземном делу конструкције објекта. Један од начина извођења оваквих радова јесте такозвана "top down" градња која се у свету често примењује док је код нас у почетној фази. Код оваквог начина извођења радова омогућује се паралелно грађење подземног и надземног дела објекта.

У раду су приказани неки инвативни елементи оваквог начина извођења радова који значајно убрзавају радове. Да би се боље решио вертикални транспорт ископаног материјала пројектован је и урађен специјални уређај који је у пракси показао веома добре резултате. Такође, извођењем оплатних панела који се каче затегама на изведене таванице изнад њих омогућено је континуирано извођење радова. Ови елементи су веома битни код "top down" система градње. Поред тога у раду је приказан начин формирања утицајних функција за прорачун комбинованог фундирања на шиповима и темељној плочи по МКЕ.

2 ВЕРТИКАЛНИ ТРАНСПОРТ ИСКОПАНОГ МАТЕРИЈАЛА

Код грађења објеката по методи "top down" , веома је важно да се обезбеди ефикасан начин ископа и транспорта ископаног материјала унутар градилиђта и ван њега. Због ограничености простора између изведених стубова, ископа материјала врши се мањим багерима. За растере стубова веће од 500м, могу се ефикасно применити багери тежине до 100kN. Хоризонтални транспорт ископаног материјал унутар градиишта можесе изводити употербом утовривача или гурањем булдозерима. Уколико се ископ изводи у релативно сувом тлу, тада сз булдозери веома ефикасни.

Вертикални транспорт ископаног материјала може се вршити коришћеннем косих рампи, кранова са корпама или на неки други начин.

Косе рампе могу се примептит само код изузетно великих објеката , јер оне захтевају велики простор. Поред тога, постојање косих рампи захтева и значајне измене у фазама извођења конструкције објекта, а што ћесто отежава и успорава извођење радова.

Коришћење кранова за вертикални транспорт ископаног материјала из темељних јама

је обично скупо и неефиксано решење. Због релативно мале носивости кранова, код већих ископа потербно је направити изузетно велики број циклуса а што траје веома дуго.

Аутори овога рада предлажу коришћење специјалног уређаја за вертикални транспоер ископаног материјал и његов утовар у камионе. Основни саставни делови уређаја су: метална корпа велике запремине са хидрауличним отварањем дна (запремина једне корпе једнака је запреини каната камиона), систем котурача и мотора са редукторима што чини погонски део уређаја, конструкција за аутоматко затварање отвора за транспорт као и остале пратеће елементе.

Систем рада уређаја је следећи: Када се корпа кроз отворе у конструкцији спусти на дно ископа врши се њен утоват земљанм материјалом. Затим се активира погонски склоп и корпа се вертикално подиже до висине изнад камиона. После тога једном плочом која се помера по таваници затвара се отвор и камион се паркира испод корпе. Хидрауличним отварањем дна корпе врши се утовар земљаног материјала у камионе. Рад уређаја је аутоматизован са свим потребним заштитама. Коришћењем фрекфрентних регулатора избегавају се удари при раду уређаја. Рад уређаја је миран, без буке и вибрацијапри овоме нема прљања точкова камиона и изношења земљаног материјала на саобраћајнице. У завршном делу овога рада биће детаљније приказан рад оваквог једног уређаја.

3 СПУШТАЊЕ ОПЛАТНИХ ПАНЕЛА

При извођењу објеката по методи "top down" градње, после извршеног ископа за једну етажу, врши се монтажа оплате, арматуре и бетонирање нове таванице.

Као оплата за таванице може се користити тампонски слој са фолиом који се изводе преко изведеног ископа и припремљене површине. Уколико се ископ изводи до веће дубине, тада се оплата моће изводити на класичан начин преко ослоначкох блокова и подупирача са оплатним носачима и оплатним равнима. Основни недостатак оваквог извођења радова је тај што се при извођењу радова мора чинити застој у периоду док бетом не постигне довољну чврстоћу да се може демонтирати оплата. Уобичајено време за до почетка демонтаже оплате је око две недеље.

Аутор овога рада је осмислио и разрадио технолошке детаље за извођење оплате која се у облику оплатних панела затегама качи за предходно изведене таванице изнад њих. Овакав начин извођења радова омогућује да се радови на ископу подземног дела објекта изводе у континуитету без каквих застоја. Исти панели који се монтирају на почетку градње подземног дела користе се као оплата за све таванице на доле до темељне плоче.

У зависности од растера стубова објекта, тј. величина поља, оплатни панели се кађе са 4 или 5 затага по пољу. Ослонци ових затега могу биди на само једној таваници изнад нове таванице или могу пролазити кроз две таванице. Пошто су панели релативно лаки њихово спуштање на следечи нижи ниво је веома једноставно и брзо. Оваквим панелима се практично прекрова читава површина таванице. На местима продора стубова и зидова, користе се специјална метална плетива кроз које се провлаче потребни анкери. Као затеге може се користити обична ребраста арматура, мада је знатно повољније уколико се затеге изведу од високо квалитетних навојних шипки које се користе за утезање оплате. На сл. 1, приказан је један оплати панела са затегама.



Сл. 1. Оплатни панели са затегама

ПРЕДЛОГ НУМЕРИЧКОГ ПОСТУПКА ПРОРАЧУНА КОМБИНОВАНОГ НАЧИНА ФУНДИРАЊА

Код извршења радова по метопди "top down" градње, уобичајено је да се настубним стима изводе бушени шипови ма које се ослањају таванице. Изнад нивоа темељне очеови стубови се изводе као челични елементи који се у коначној фази претварају у регнуте стубове пројектованих димензија. Све док се са извођењем не стигне до начне коте ископа и извођења темељне плоче, укупно оптерећење се са изведене нструкције објекта подземног и надземног дела, преноси преко шипова на тло.

Извођењем темељне плоче мења се систем фундирања и надаље остатак оптерећења прихвата шиповима и темељном плочом. Расподела оптерећења зависи од крутости их елемената.

Прорачун оваквог комбинованог начина фундирања је комплексан јер се прорачуном ред фаза извођења радова мора обухватитии интеракција између конструкције објекта, мељне плоче, шипова и тла. При овоме меки елементи улазе у нелинеарну фазу нашања, што још више отежава начин прорачуна.

При грађењу објекта оптерећење се повећава извођењем сваке нове етаже. Поред га, мења се крутост и статички систем изведеног дела конструкције објекта. Пошто се ази у нелинеарну фазу понашања (ово нарочито важи за шипове) то се њихова утост мења у функцији нивоа достигнутог оптерећења. Све до укључивања темељне оче, укупно оптерећење прихватају шипови. После тога долази до прерасподеле

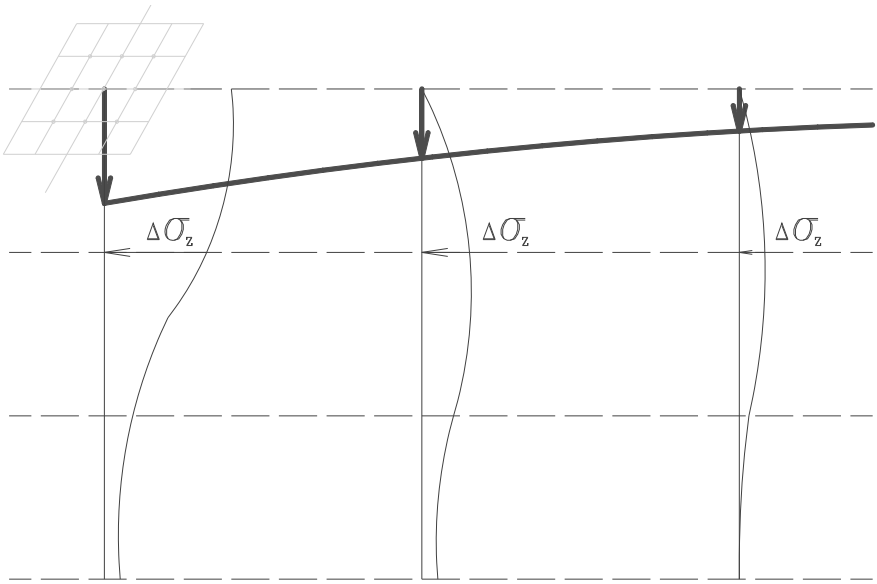
оптерећења на шипове и темељну плочу. У тлу испод долази до суперпозиције напона услед оптерећења које се преноси преко свих елемената. Прорачунским моделирањем оваквих проблема, потребно је решити проблем интеракције изграђеног дела конструкције објекта, темељне конструкције и тла.

Овакав сложени проблем могуће је анализирази МКЕ као јединствени просторни модел. Међутим, при овоме се јављају велики проблеми јер конатрукцију треба анализирати са линиским и површинским елементима а тло са просторним елементима. На споју шипова и тла треба користити контакне елементе. Због фаза извођења проблем треба решавати у више инкремената а због нелимеатности и у више итерација. Све ово чини овакав модел веома гломазним и за практичне прорачуна практично неупотребљивим.

У конкретном случају предлаће се један нумерички прорачун комбинованог фундирања на шиповима и темељној плочи. Симулирање фаза градње објекта, промене статичког система и оптерећења остварује се применом инкременталне формулације у МКЕ. Унутар сваког инкремента врши се одређени број итерација, при чему се коришћењем утицајних функција обухвата заједнички рад свих елемената. Услед реактивног оптерећења које се преко темељне плоче преноси на тло, долази до слегањана површини темељне спојницеи то услед оптерећења на посматраном месту као и оптерећења ван њега у радијусу дејства. Утицајне функције којима се обухвата овај феномен могу се добити на једноставан начин Гаусовом нумеричком интеграцијом Миндлиновог решења за распросторање напона у деформабилној средини. На сл2, приказана је елементарна површина у нивоу темељне спојнице преко које се оптерећење преноси на тло. Ова површина је правоугаоник унутар кога су дефинисане Гаусове тачке интеграције. Услед оптерећења које се преноси преко ове површине у тлу долази до прираштаја вертикалних напона. На слици су приказани дијаграми овиј напона у вертикалама испод оптерећене површине и ван ње. Делећи прираштаје вертикалних напона у тлу са модулима стишљивости у одговарајућим тачкама слојева тла, добијају се вертикалне дилатације у тлу. Интеграцијом ових дилатација по висини добијају се величине слегања на нивоу темељне спојнице. Ова интеграција симболично је приказана једначином 1.

$$s = \int \frac{\Delta\sigma}{Mv} * dZ = \sum F(xi, yj) * \alpha i * \alpha j \qquad (1)$$

На сличан начин могу се формирати и остлае утицајне функције којма се обухватају међусобни утицаји елемената конструкције фундирања.



Сл. 2. Утицајне функције за прорачун слегања

Када су у једном кораку одређене величине реактивног оптерећења испод темељне плоче и силе у шиповима, тада се коришћењем утицајних функција срачунавају величине слегања тих елемената. Дељењем величине оптерећења елемента са срачунатим слегањем добијају се крутости тих елемената за следећу итерацију прорачуна. Предложени поступак прорачуна релативно брзо конвергира ка коначном решењу. Практично потребно је урадити само неколико итерација. За сваки инкремент оптерећења или промену статичког система, срачунати утицаји се памте и сабирају са предходно срачунатим утицајима до тада. Ово омогућује да се код нелинеарног понашања срачунавају тангентне крутости елемената у функцији достигнутог нивоа напона. Према предложеном поступку прорачуна, прорачуни се могу урадити коришћењем било којег програма за прорачун утицаја у конструкција по МКЕ.

5 ПРИКАЗ ИЗВОЂЕЊА ПОДЗЕМНОГ ДЕЛА КОНСТРУКЦИЈЕ ПОСЛОВНОГ ОБЈЕКТА У ЗАГРЕБУ

Као пример за приказ наведени иновативних елемената градње послужиће нам приказ изградње административно-пословног објекта у центру Загреба. Објекат је пројетован тако да има 6 подземних и 8 надземних етажа. Површина једе етаже у основи је око 4500м^2. Овјекат је укљештен између релативно старих постојећих објеката који су плитко фундирани. Да би се извео новопројектовани објекат потребан је ископ до дубине од око 23.00м. Извођење овако дубоких ископа захтева посебне методе грађења и обезбеђења темељне јаме. У конкретном случају примењен је метод "top down" градње

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Boris Gligić[1], Jelena Dobrić[2], Nenad Fric[3]

TEHNO-EKONOMSKA ANALIZA LAKIH ČELIČNIH REŠETKASTIH KROVNIH NOSAČA VELIKOG RASPONA

Rezime:

U radu su prikazani rezultati tehno-ekonomske analize rešetkastog krovnog nosača rađene u okviru donošenja odluke vezano za krov hladnjače u Nemačkoj, ukupne površine veće od jednog hektara. Projektni zadatak naručioca je precizno definisao granične uslove, a zahtevano je variranje tri parametra: osnovnog materijala, primenjenih tipova profila i konstruktivne visine rešetke. U datim uslovima je napravljena programska rutina kojom je iskorišćen komercijalni paket za proračun i dimenzionisanje te je, takozvanom „metodom grube sile“ („brute force method”), izvršeno dimenzionisanje rešetke uz variranje zadatih parametara. Neki od izvedenih zaključaka su bili očekivani i u skladu sa opšteprihvaćenim preporukama ali ima i zaključaka koji pokazuju da ustaljena praksa nije u skladu sa optimalnim rešenjima.

Ključne reči: projektovanje, čelična konstrukcija, zgradarstvo, optimizacija

TECHNO ECONOMIC ANALYSIS OF LARGE SPAN LATTICE STEEL ROOF TRUSS GIRDERS

Summary:

This paper deals with results of techno economic analysis for lattice roof girder that have been done for making global decision about cold storage plant's roof in Germany with over hectare of total area. Customer's project tasks had defined, very preciously, relevant border condition and had required varying of three parameters: steel grades, assortment of used profiles and system height of truss girder. In such situation small routine that use commercial software package for structural analysis had prepared and, applying so called "brute force method", calculation of truss with varying of parameters was done. Some of resulting conclusions are in accordance with well-known recommendations but, also, there are conclusions that indicate where common practice is not in accordance with optimal solution.

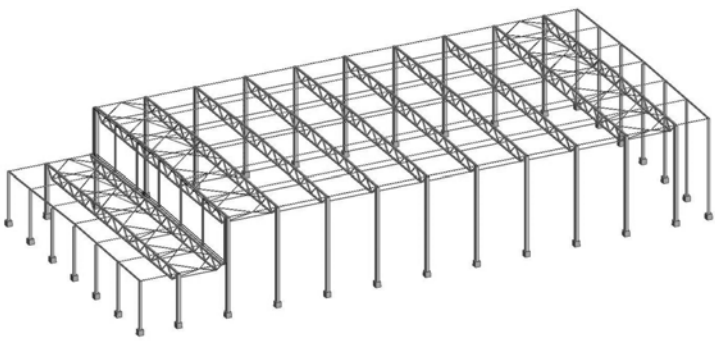
Key words: design, steel structures, buildings, optimization

[1] mr, asistent, gliga@imk.grf.bg.ac.rs, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[2] mr, asistent, jelena@imk.grf.bg.ac.rs, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73
[3] asistent, fric@imk.grf.bg.ac.rs, Građevinski fakultet u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73

1 UVOD

Tehnologija planirane hladnjače u Nemačkoj rezultovala je rasponima krova od 39,4 m i rasterima od 7,4 m (ukupno tri približno iste komore, dimenzija 40,0x89,2 m u osnovi i 14,4 m visine, dilatirane po dužoj strani) – Slika 1.

Prema uobičajenoj praksi u Nemačkoj (a sve više i kod nas) noseća konstrukcija ovakvih objekata se izrađuje od prefabrikovanih armiranobetonskih montažnih elemenata. Međutim, u ovom konkretnom slučaju, raspon od skoro 40,0 m je bio prepreka realizaciji rešenja po uobičajenom sistemu. U celoj Nemačkoj, naime, samo jedan proizvođač ima tehnologiju za izradu i montažu armiranobetonskih elemenata dužine do 40,0 m (samim tim je cena znatno veća od uobičajene), a on je lociran na velikoj udaljenosti od lokacije objekta pa specijalni transport postaje značajna stavka.



Slika 1 – Dispozicija noseće konstrukcije

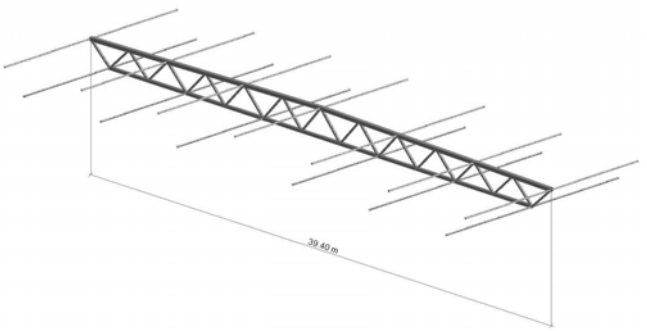
U ovakvoj situaciji naručilac je bio prinuđen da iznađe alternativna rešenja koja će se uklopiti u budžet sačinjen na osnovu uobičajene prakse i njegovih dotadašnjih iskustava. Tradicionalno pedantni nemci se nisu zadovoljili ponuđenim rešenjima u vidu punih limenih nosača i rešetkastih nosača koja su im, opravdano i optimalno, savetovali konsultanti jer su oba rešenje imala nedostatke i procene koštanja su bile paušalne a „u igri“ je bila relativno velika površina odnosno investicija. Naime, kod ugovora „ključ u ruke“, kakav je sklopio naručilac tehno-ekonomske analize, promena od par procenata koštanja investicije menja planirani profit i do par desetina procenata pa je, pre svega zbog paušalnih podataka o proceni koštanja, odlučeno da se odluka ne prepusti intuiciji i iskustvu konsultanata već da se uradi tehno-ekonomska analiza mogućih rešenja u konkretnom slučaju.

2 OPŠTI PODACI

Objekat je projektovan sa, praktično, ravnim krovom (2% pada krova) i bez rožnjača - visokoprofilisani lim se polaže direktno na vezače a preko njega dolaze slojevi termoizolacije i hidroizolacije. Stubovi i temelji su montažni armiranobetonski i nisu predviđene fasadne rigle niti vertikalni spregovi – horizontalno orijentisani fasadni paneli idu direktno na stubove a horizontalne uticaje u ravni fasade prima simultani rad svih stubova povezanih samo u vrhu.

Na određeni način, kroz par iteracija, odbačena je varijanta sa punim limenim nosačem i nakon sklapanja predugovora sa izvođačem čelične konstrukcije, krenulo se u tehno-ekonomsku analizu za varijantu sa rešetkastim nosačem.

Osnovna konfiguracija rešetke je prikazana na Slici 2. Prikazani štapovi upravno na ravan rešetke nisu rožnjače već razupirači-zatege za stabilizaciju rešetke (definišu dužine izvijanja pojaseva van ravni rešetke) i oni su uprti u poprečne i vertikalne krovne spregove formirane u po dva polja svakog dilatacionog bloka – Slika 1.



Slika 2 –Dispozicija rešetkastog nosača sa graničnim uslovima

Opterećenja, osim sopstvene težine konstrukcije, za koje je rađena tehno-ekonomska naliza su:

-stalno opterećenje od krovnog pokrivača i instalacija – g = 0,60 kN/m2
-sneg (nagomilavanje snega na denivelaciji se rešava zasebno) – s = 0,75 kN/m2
-vetar (odižuće dejstvo) – w = 0,50 kN/m2

Proračun nosivosti i stabilnosti je rađen po Evrokodu pa su primenjene sledeće kombinacije delovanja:

ULS (granična stanja nosivosti)	1,35g	1,0g
	1,35g+1,50s	1,00g+1,50s
	1,35g+1,50w	1,00g+1,50w
	1,35g+1,50s+0,90w	1,00g+1,50s+0,90w
	1,35g+0,75s+1,50w	1,00g+0,75s+1,50w
SLS (granična stanja upotrebljivosti)	1,00g	1,00g+1,00s+0,60w
	1,00g+1,00s	1,00g+0,50s+1,00w
	1,00g+1,00w	

Treba obratiti pažnju da je zbog kombinacije 1,0g+1,5w (odnosno $\gamma_{g,inf}$*g+γ_q*w) donji pojas pritisnut iako je stalno opterećenje nominalno veće od vetra (u domaćoj praksi se to navodi kao dokaz da nema opasnosti od alternativnog opterećenja krova – a po Evrokodu ovaj slučaj nastupa tek kada je stalno opterećenje 50% većeg intenziteta od sisajućeg dejstva vetrom).

Iz gore pomenutog razloga uvedeni su razupirači i u donjem pojasu pa je razmak istih uzet u obzir kao dužina izvijanja u ravni upravno na ravan rešetke, odnosno:

- Gornji pojas - li = L/6
- Donji pojas - li = L/4 u srednjem delu rešetke
- Donji pojas - li = L/6 na bočnim delovima rešetke

Najzad, naručilac je zahtevao da se analiziraju samo varijante rešetki bez čvornih limova i to sa primenom profila iz asortimana evropskih valjanih profila „I“ poprečnog preseka i iz, za tu namenu dostavljenog, konkretnog asortimana šupljih, kutijastih, profila (asortiman koji je dosta veći nego što je uobičjeni u domaćim uslovima).

3 OPIS METODOLOGIJE KOJOM JE RAĐENA ANALIZA

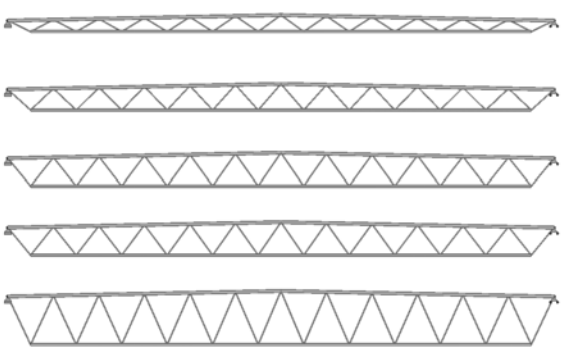
Za potrebe tehno-ekonomske analize, u ovom konkretnom slučaju, napravljena je mala programska rutina kojom je automatizovan postupak dimenzionisanja koji standardno postoji u komercijalnim programima za statičku analizu konstrukcija i dimenzionisanje. Na ovaj način je potpuno automatizovan proces parametarske tehno-ekonomske analize pa je primenjen metod „grube sile“ („brute force method“) kojim se, praktično, analitika zamenjuje prostim isprobavanjem svih mogućih kombinacija.

Ova rutina, praktično, radi sledeće korake:

A. za neke početne uticaje (dobijene zadavanjem uvek istih, relativno malih, profila za sve štapove rešetke – u slučaju da su početni profili veliki rutina je upadala u petlju) vrši dokaz za SVE profile iz odabranog asortimana (valjanih profila u jednom slučaju odnosno konkretnih kutijastih profila u drugom slučaju)
B. iz grupe profila koji su zadovoljili usvaja najmanji po kriterijumu jedinične težine (površine poprečnog preseka) za svaku seriju štapova rešetke i dodeljuje ih u proračunskom modelu odgovarajućim štapovima
C. ponavlja proračun sa novim karakteristikama poprečnih preseka štapova
D. ponavlja korake A-C i proverava da li dolazi do promene profila – u slučaju da nije došlo do promene profile završava proračun a u slučaju da je došlo do promene profila ponavlja korake A-D.

Rešetke su projektovane sa maksimalno 7 profila – po jedan za gornji pojas, sredinu donjeg pojasa, krajeve donjeg pojasa i 4 grupe dijagonala.

Visina rešetke je parametrizovana sa korakom 0,3 m u opsegu 1,2-3,9 m – Slika 3. Pokazalo se da je ovo dovoljno da se „uhvati“ minimum utroška materijala.



Slika 3 – Grafički prikaz nekih od analiziranih varijanti – odozgo na dole: minimalna analizirana visina (1,2m), konačno usvojena visina (1,9m), prosečna analizirana rešetka (2,4m), optimalna visina (3,3m),maksimalna analizirana visina (3,9m)

Ugib rešetke je ograničen na L/300 ali samo za sneg i vetar dok se ugib od stalnog i korisnog opterećenja (instalacije) eliminiše nadvišenjem – pokazalo se da je ovo dovoljno da ni u jednom slučaju za dimenzionisanje ne bude merodavna.

Za variranje osnovnog čeličnog materijala su korišćeni čelici S235 i S355.

Sekundarni momenti u štapovima rešetke usled međusobno krutih spojeva u čvorovima nisu zanemarivani prilikom proračuna. Letimičnim probama se, međutim, pokazalo da ovo nije merodavno ni u jednom slučaju za dimenzionisanje štapova rešetke.

4 REZULTATI IZVEDENI IZ TEHNO – EKONOMSKE ANALIZE

Rezultati tehno-ekonomske analize same noseće čelične konstrukcije su, delimično, u skladu sa očekivanjima ali ima i rezultata koji su, bar na našim prostorima, ostali nezapaženi.

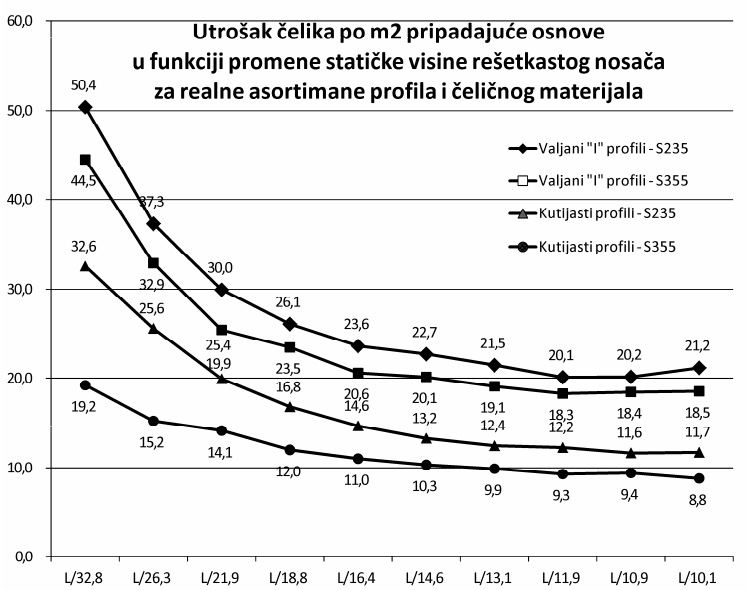
Sve u svemu može se konstatovati sledeće – Slika 4:

a) U svim pojedinačnim slučajevima optimalna visina rešetkastih nosača je negde između 3,3 i 3,6m ili 1/11-1/12 raspona (L/11-L/12) što je u skladu sa saznanjima i preporukama iz literature (najčešće preporuke su L/10-L15).

b) Kutijasti profili su se, kod oba osnovna materijala pojedinačno (S235/S355), pokazali kao izrazito optimalniji u odnosu na valjane profile, bez obzira na moguće male razlike u nabavnim cenama – rešetke od valjanih profila su teže od odgovarajućih rešetki formiranih od kutijastih profila u opsegu od 1,5-1,8 puta u slučaju S235, odnosno u opsegu 1,8-2,3 puta u slučaju S355.

c) Jači čelik, S355, se pokazao kao izrazito optimalniji u odnosu na slabiji, S235, samo u slučaju kutijastih profila gde je, po težinama utrošenog materijala, za rešetke od S235 potrebno 1,25-1,4 (ekstremno i 1,7) puta više čelika u odnosu na istovetno rešenje od S355 – što je nešto manje od odnosa čvrtstoća (očekivano s obzirom na uticaj stabilnosti) ali dovoljno da se odrazi na ukupnu cenu u korist čelika S355 s obzirom da je razlika u nabavnim i proizvodnim cenama veoma mala u korist čelika S235 (tako da ukupan dobitak na uštedi u težini kod čelika S355 nedvosmisleno daje prednost primeni jačeg čelika).

d) Primena jačeg čelika (S355) se, u slučaju valjanih profila, nije pokazala kao ekonomski opravdana, i pored evidentne uštede na utrošku materijala koja je, međutim, nedovoljna za kompenzaciju razlike u ceni koja je na strani slabijeg čelika (S235) – rešetke od valjanih profila u čeliku S235 su samo oko 1,1-1,2 puta teže od korespodentnih rešetki od valjanih profila u čeliku S355.



Slika 4 – Grafički prikaz rezultata tehno-ekonomske analize

e) Promena utroška materijala u odnosu na optimalan je, u svim pojedinačnim slučajevima, prihvatljivih ±5-15% za opsege visina od L/10-L/15 što se, takođe, slaže sa saznanjima i preporukama iz literature ali je zbog drugih aspekata, verovatno, optimalno birati manje visine (L/15).
f) Smanjenje visine rešetke na opseg L/15-L/20 rezultuje povećanjem utroška u poređenju sa optimalnim rešenjem 1,3-1,6 puta (najmanje kod valjanih od S355 a najviše kod kutija od S235).
g) Najzad, čak i za najmanje analizirane visine (~L/33) se pokazalo da rešetke nisu neprimenjive u slučajevima sa ovakvim odnosima opterećenja i raspona iako je povećanje težine u odnosu na optimalno rešenje 1,8-2,5 puta ali su zato ukupni utrošci još uvek manji u poređenju sa korespodentnim rešenjima od zavarenih limenih nosača odnosno „jumbo“ valjanih profila.

5 ZAKLJUČCI IZVEDENI ZA OBJEKAT U CELINI

Zaključak koji je izveden na nivou objekta je posebno interesantan. Naime, naručilac tehno-ekonomske analize je, posle sagledavanja svih aspekata i cena, sličnom tehno-ekonomskom analizom, ali za objekat u celini, sračunao da mu je optimalan izbor rešetke od kutijastih profila od S355 sa visinom od 1,9 m (oko L/21).

Račinica je, naime, pokazala da direktni i indirektni troškovi povećanja površine fasade (duži montažni AB stubovi, povećanje površine fasadne obloge) i kubature objekta (potreba za jačom klimatizacionom opremom i veći eksploatacioni troškovi) poništavaju direktne uštede koje se dobijaju primenom optimane visine krovne rešetke.

Opisani primer jasno pokazuje da se objekat mora sagledavati u celini za bilo kakvu meritornu tehno-ekonomsku analizu te da je, u konkretnom slučaju, egzaktna ekonomska logika dovela do primene rešenja koje većina iskusnih konstruktera ne bi prepoznala kao optimalno – koje i nije optimalno sa stanovišta noseće konstrukcije ali se ispostavilo kao optimalno na nivou objekta kao celine, što je jedino i merodavno.

LITERATURA

[1] *Metalne konstrukcije u zgradarstvu* / D. Buđevac // Građevinska knjiga, 2000., Beograd

[2] *Osnove metalnih konstrukcija* / D. Buđevac, Z. Marković, D. Čukić, D. Tošić // Građevinski fakultetu Univerziteta u Beogradu, 1999., Beograd

[3] *Čelične konstrukcije u industrijskim objektima* / M. Debeljković // Građevinska knjiga, 1995., Beograd

[4] *EN 1990:2002, EN 1991:2005, EN 1993:2007 /* Evropska Unija // CEN, 2002., 2005., 2007., Brisel

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vladan Kuzmanović[1], Ljubodrag Savić[2] i Bojan Milovanović[3]

PREGRADA JELEZOVAC – STEPENASTI PRELIV SA ODBOJNOM GREDOM

Rezime:

U radu je prikazano tehničko rešenje gravitacione betonske pregrade na potoku Jelezovac. Prelivna lamela je originalno rešenje, projektovana kao stepenasti preliv sa propustima i slapištem (umirujućim bazenom) koje predstavlja modifikovani tip slapišta USBR VI sa odbojnom gredom. Statičkim proračunom je obuhvaćena opšta stabilnost pregrade i dimenzionisanje elemenata slapišta, pri čemu su hidrodinamička opterećenja procenjena na osnovu proticaja i brzina dobijenih hidrauličim proračunom.

Ključne reči: stepenasti preliv, umirujući bazen, hidrodinamičko opterećenje

JELEZOVAC DAM – STEPPED SPYLWAY WITH BAFFLE

Summary:

Concrete gravity dam on the Jelezovac stream is presented. The overflow section of the dam is an original structure, designed as a stepped spillway, with bottom outlets and the modified USBR VI stilling basin with a baffle. The structural design consisted of the general stability computation, and the design of the basin elements, based on the hydrodynamic load, obtained from the hydraulic computations.

Key words: stepped spillway, stilling basin, hydrodynamic load

[1] Doc. dr Vladan Kuzmanović, dipl.gradj.inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[2] V. prof. dr Ljubodrag Savić, dipl.gradj.inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu
[3] As. Bojan Milovanović, dipl.gradj.inž., Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu

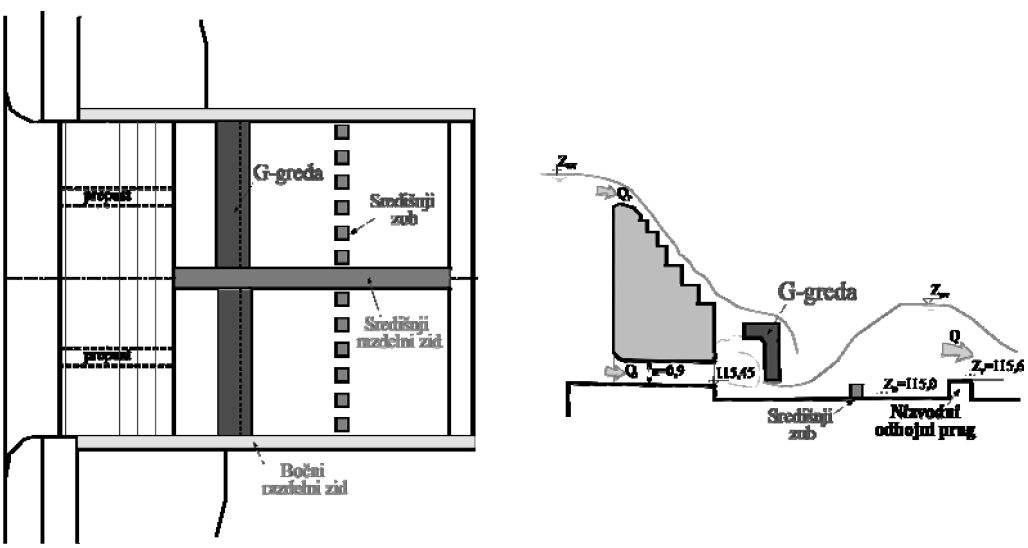
1 UVOD

Prikazano tehničko rešenje projektovano je za ublažavanje poplavnih talasa bujičnih vodotoka, prvenstveno u širokim naseljenim dolinama, na mestima gde nije moguća primena klasičnih bujičarskih pregrada. Projektanti su vodili računa da rešenje bude jednostavno za izvođenje, lako za održavanje i primenljivo, kako kod betonskih, tako i kod nasutih brana svih tipova.

Prelivna lamela se sastoji iz stepenastog preliva sa dva propusta, kao i nestandardnog umirivača energije. Stepenasti preliv (preliv sa stepenastim brzotokom) omogućava znatno efikasnije rasipanje energije prelivene vode od klasičnog preliva sa glatkom konturom. Nizvodna kontura prelivne lamele sastoji od stepenika različite visine, koji se nadovezuju na konturu preliva Kriger-Oficerova.

U cilju što efikasnijeg rasipanja energije mlaza koji ističe kroz propuste, kao i vode koja dotiče preko stepenastog preliva, primenjena je kombinacija modifikovanog USBR bazena broj VI, [1], [2], [3] i klasičnog bazena sa središnjim zubima i nizvodnim odbojnim pragom (slika 1). Preliv i propusti su hidraulički dimenzionisani tako da omoguće minimalno plavljenje u zoni akumulacije, s tim da brana ne bude oštećena ni pri maksimalnom računskom proticaju.

Statičkim proračunom je obuhvaćena opšta stabilnost pregrade i dimenzionisanje elemenata umirujućeg bazena (slapišta). Proračunom opšte stabilnosti se dokazuje da pri svim realnim kombinacijama optrećenja pregrada i slapište zadovoljavaju minilne propisane koeficijente sigurnosti protiv klizanja, prevrtanja i isplivavanja. Proračun slapišta obuhvata glavne konstruktivne elemente i to: ploču, odbojnu gredu "G" preseka, središnji razdelni zid, središnje zube i bočne razdelne zidove. Hidrodinamička opterećenja proističu iz rezultata hidrauličkog proračuna. Zbog veoma složenog strujanja, autori preporučuju da se vrednosti hidrodinamičkih uticaja obavezno provere na fizičkom hidrauličkom modelu, a pre izrade glavnog projekta.



Slika 1 – Šematski prikaz osnove i preseka kroz prelivnu lamelu i slapište

2 OPŠTA STABILNOST PREGRADE I SLAPIŠTA

Proračunom opšte stabilnosti obuhvaćene su sledeće kombinacije opterećenja (K.O.), [4]:

- I kombinacija opterećenja (stanje konstrukcije pre punjenja akumulacije – deluje samo sopstvena težina),
- II kombinacija opterećenja (normalan režim rada konstrukcije – deluju samo osnovna opterećenja),
- III kombinacija opterećenja (izuzetno opterećenje od vode – pri nailasku poplavnog talasa verovatnoće pojave 0,1 %),
- IV kombinacija opterećenja (izuzetno opterećenje od seizmike – deluju osnovna opterećenja i seizmički uticaji usled zemljotresa verovatnoće pojave 0,2 %).

Za svaku od razmatranih K.O. sračunati su vertikalni normalni naponi u temeljnoj spojnici (na uzvodnom – $\sigma_{vn,uzv}$ i nizvodnom licu – $\sigma_{vn,niz}$), kao i koeficijenti sigurnosti protiv klizanja (za horizontalnu – $C_{k,h}$ i kosu – $C_{k,k}$ kliznu ravan), protiv prevrtanja – C_p i protiv isplivavanja – C_i. U prvoj kombinaciji nema nepovoljnih opterećenja, pa su sračunati samo naponi, [5]. Rezultati proračuna prikazani su u tabeli 1.

Tabela 1 - Rezultati proračuna opšte stabilnosti

K.O.	$\sigma_{vn,uzv}$ [kN/m^2]	$\sigma_{vn,niz}$ [kN/m^2]	$C_{k,h}$	$C_{k,k}$	C_p	C_i
I	190	68	/	/	/	/
II	34	115	1,33	1,58	2,11	1,97
III	16	119	1,12	1,31	1,83	1,80
IV	136	58	6,48	14,24	4,55	4,28

Može se zaključiti da su naponi u temeljnoj spojnici manji od dopuštenih napona pritisaka za stenu u kojoj je pregrada fundirana. Vrednosti dobijenih koeficijenata sigurnosti veće su od minimalnih propisanih, [4].

3 PRORAČUN ELEMENATA SLAPIŠTA

Slapište nije tipsko, čime se omogućava efikasno rasipanje energije mlaza koji ističe kroz propuste i vode koja teče preko stepenastog preliva. To znači da se javlja jednovremeno isticanje i prelivanje, pa je strujanje vode veoma složeno. Zbog toga su hidrodinamička opterećenja procenjena na osnovu projektovanih uslova eksploatacije. Dimenzije slapišta određuju se iskustveno, na osnovu modelskih ispitivanja sličnih objekata, prvenstveno u funkciji proticaja, [1].

Od elemenata slapišta detaljnije će se prikazati proračun odbojne grede i središnjeg razdelnog zida, s obzirom da su oni izloženi najvećim hidrodinamičkim uticajima. Ploča slapišta se dimenzioniše iz uslova sigurnosti protiv isplivavanja u slučaju nailaska merodavne velike vode, slično kao konstrukcija pregrade, a armiranje je dvostrano. Bočni razdelni zidovi računaju se kao konzole, kruto ukleštene u ploču slapišta; glavna armatura je vertikalna, sa unutrašnje strane zida.

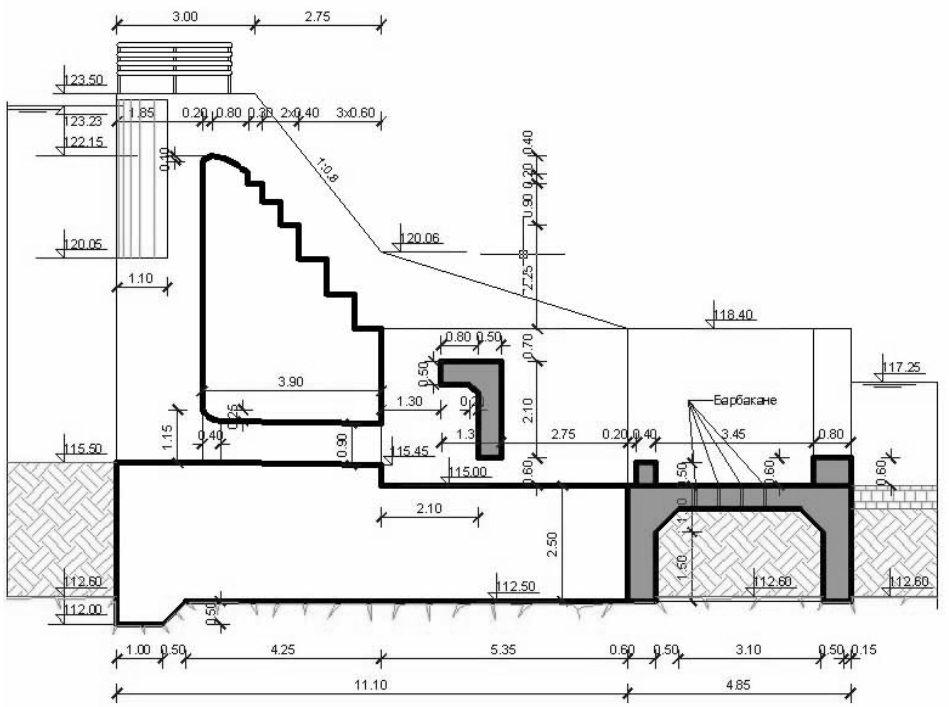
Dimenzije središnjih zuba određene su na osnovu druge spregnute dubine. Armatura se računa na osnovu hidrodinamičke sile mlaza koji udara u zub. Pri tome, pored sila u pravcu

toka, uzete su i sile usled fluktuacije pritiska mlaza u upravnom pravcu. Ove dve sile su istog reda veličine.

3.1 ODBOJNA GREDA

Odbojna greda "G" preseka nalazi se u prednjem delu slapišta i ukleštena je u središnji i razdelne zidove (slika 1). Greda je na rastojanju 2,10 m od nizvodnog lica stepenastog preliva (slika 2) i služi za umirenje energije vode koja teče kroz propuste i izložena je složenom prostornom naprezanju.

Analizom opterećenja odbojne grede u uslovima eksploatacije dobijeno je da su merodavni sledeći mogući slučajevi: kada radi samo propust, a pre odbijanja mlaza od grede; kada radi samo propust, a posle odbijanja mlaza; kada radi samo propust, sa negativnom pulzacijom pritisaka. Za sve slučajeve, merodavni proticaj kroz propust na brani Jelezovac je Q=8 m^3/s, a brzina vode dobijena na osnovu hidrauličkog proračuna iznosi v=10 m/s.



Slika 2 – Presek kroz prelivnu lamelu i slapište pregrade Jelezovac

3.1.1 Radi samo propust, a pre odbijanja mlaza

Razmatra se trenutak neposredno po udaru mlaza u gredu. Dimenzionisanje je izvršeno uzimajući u obzir sledeće sile (slika 3):

$F_{x,din} = \rho Qv$ – horizontalna hidrodinamička sila,

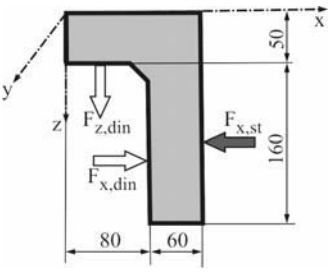
$F_{z,din} = -1/2 \cdot \rho Qv$ – vertikalna hidrodinamička sila,

$F_{x,st} = 1/2 \cdot \gamma h^2$ – horizontalna hidrostatička sila,

pri čemu je gustina vode – ρ, a dubina vode iza grede – h (jednaka visini grede).

Hidrodinamičke sile su određene preko načela održanja količine kretanja, a na osnovu iskustvene procene strujne slike u slapištu (dobijene u okviru hidrauličkog proračuna). Horizontalna sila, $F_{x,din}$, deluje u pravcu toka, usled direktnog udara koncentrisanog mlaza u gredu. Pri skretanju na konzolni prepust grede, mlaz stvara silu $F_{z,din}$, koja deluje vertikalno naviše i procenjena je kao polovina vrednosti horizontalne sile.

Ovaj slučaj opterećenja merodavan je za horizontalnu armaturu u "y" pravcu (upravno na osu slapišta) sa nizvodne strane grede.



Slika 3 – Opterećenja na odbojnu gredu

3.1.2 Radi samo propust, a posle odbijanja mlaza

U ovom slučaju analiziraju se opterećenja nakon odbijanja mlaza koji je udario u gredu. Deluju sledeće sile (slika 3):

$F_{x,din} = 5/4 \cdot \rho Qv$ – horizontalna hidrodinamička sila,

$F_{z,din} = -1/4 \cdot \rho Qv$ – vertikalna hidrodinamička sila,

$F_{x,st} = 1/2 \cdot \gamma h^2$ – horizontalna hidrostatička sila.

Horizontalna sila, $F_{x,din}$, se povećava u odnosu na prethodni slučaj, zbog povratnog tečenja (u suprotnom pravcu) usled odbijanja mlaza. S obzirom na veliku dužinu grede u odnosu na prečnik mlaza, tek jedan deo toka će biti potpuno odbijen tako da izazove dodatnu inercijalnu silu, pa je stoga usvojeno uvećanje sile samo za 1/4 u odnosu na slučaj pre odbijanja mlaza. Saglasno ovome, opada i vertikalna sila $F_{z,din}$, u odnosu na prethodni slučaj.

Slučaj opterećenja posle odbijanja mlaza merodavan je za horizontalnu armaturu u "y" pravcu, sa uzvodne strane grede.

3.1.3 Radi samo propust, sa negativnom pulzacijom

Usled snažne turbulencije u slapištu, deo odbijenog mlaza koji struji uz horizontalni prepust grede "odlepljuje" se od konture, nastaje negativna pulzacija pritiska, pa vertikalna hidrodinamička sila menja smer (dok su ostale sile iste u odnosu na prethodni slučaj).

Slučaj sa negativnom pulzacijom merodavan je za određivanje horizontalne armature u "y" pravcu, sa gornje strane prepusta.

3.2 SREDIŠNJI RAZDELNI ZID

Središnji zid (slika 1) deli slapište po dužini, čime se postiže povoljniji efekat umirenja energije vode koja preliva i/ili ističe. Najveće opterećenje se javlja na delu zida uzvodno od

odbojne grede, jer su tu brzine vode najveće, a turbulencija najsnažnija (najveća kinetička energija pulzacionog strujanja).

Mogući su sledeći slučajevi za analizu opterećenja:

- kada radi samo jedan propust, a preliv ne radi,
- kada rade oba propusta, a preliv ne radi,
- kada rade samo jedan propust i preliv,
- kada rade oba propusta i preliv.

S obzirom na dominantan uticaj hidrodinamičkih sila usled pulzacija mlaza vode koji ističe kroz propust, za dimenzionisanje je merodavan drugi slučaj: kada rade oba propusta, a preliv ne radi. Merodavna brzina i proticaj su isti kao u proračunu odbojne grede (v=10 m/s i Q=8 m^3/s).

Pored sopstvene težine, proračun obuhvata:

$F_{y,din} = 2 \times 1/2 \cdot \rho Q v$ – horizontalnu hidrodinamičku silu,

$F_{y,st} = 1/2 \cdot \gamma h^2$ – horizontalnu hidrostatičku silu.

Dvostruka vrednost hidrodinamičke sile uzeta je usled pulzacija pritiska, zato što istovremeno sa jedne strane mlaz može da deluje ka zidu, a sa druge strane od njega.

Glavna armatura je vertikalna i konstruktivno se uzima ista količina sa obe strane zida.

4 ZAKLJUČAK

Projektovani evakuacioni objekat sa stepenastim prelivom, propustima i umirujućim bazenom sa odbojnom gredom, predstavlja kompaktno rešenje za evakuaciju velikih voda na vodotocima bujičnog tipa u širokim dolinama. Rešenje je originalno i omogućava ublažavanje poplavnog talasa, sa efikasnim umirenjem energije vode, čime se sprečavaju štetne posledice poplava u naseljenim područjima. Imajući u vidu učestale poplave na manjim vodotocima širom Srbije, predloženo tehničko rešenje je izuzetno aktuelno i može naći široku primenu u hidrotehničkoj praksi

Prikazani proračun opšte stabilnosti je standardan i može se primeniti praktično na sve betonske hidrotehničke konstrukcije. Proračun odbojne grede i središnjeg razdelnog zida predstavlja originalan primer procene hidrodinamičkih uticaja kod objekata sa složenim turbulentnim strujanjem. U cilju dobijanja preciznih uticaja, neophodno je da se vrednosti hidrodinamičkih sila provere na fizičkom hidrauličkom modelu.

LITERATURA

[1] *Hydraulic Structures* / C. D. Smith // University of Saskatchewan, 1995., Saskatoon.

[2] *Hidrosoft – Softverska podrška za projektovanje hidrotehničkih građevina* / Lj. Savić, B. Milovanović, V. Kuzmanović i D. Komatina // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2010., Beograd.

[3] *Uvod u hidrotehničke građevine* / Lj. Savić // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2009., Beograd.

[4] *Hidrotehničke konstrukcije – Drugi deo* / P. Petrović // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2002., Beograd.

[5] *Hidrotehničke konstrukcije – Primeri primene VI (sa teorijom)* / P. Petrović i V. Kuzmanović // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, 2009., Beograd.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Žikica Tekić [1], Saša Đorđević [2], Nebojša Adžić [3]

KROVNA DRVENA KONSTRUKCIJA VINARIJE U PODOSTROGU U CRNOJ GORI

Rezime:

Objekat vinarije u Podostrogu u Crnoj Gori je izveden 2008. godine. Oblik krova je dvovodni a konstrukcija krova je od lepljenog lameliranog drveta. Statički sistem glavnih krovnih nosača je trozglobni luk sa zategom. Na izradi projekta su učestvovali Doc. dr Žikica Tekić, dipl. inž. arh. i Nebojša Adžić, dipl. inž. arh. U radu je prikazana geometrija krovne strukture i par fotografija koje su napravljene u fazi montaže konstrukcije krova.

Ključne reči: Konstrukcija, krov, lepljeno lamelirano drvo

WOODEN ROOF CONSTRUCTION OF WINERY IN PODOSTROG IN MONTENEGRO

Summary:

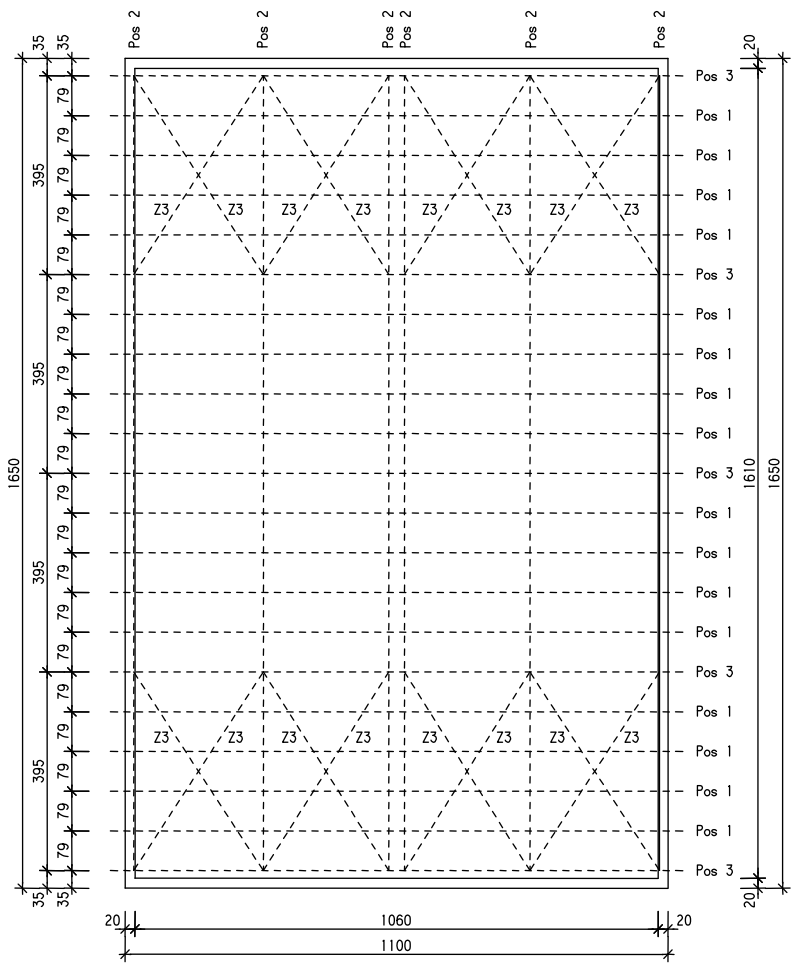
Roof construction designed for winery in Podostrog in Montenegro was erected in 2008. Roof shaped as double sloping (gable roof) is made of glued laminated wood. Main girders statics sistem is developed as three-joint arch and brace. The project was participated by Doc. Dr. Žikica Tekić dipl. inž. arh. and Nebojša Adžić, dipl. inž. arh. The paper is presenting geometry of the roof structure and a few photos that were made at the stage of assembling the roof structure.

Key words: Structure, roof, laminated wood

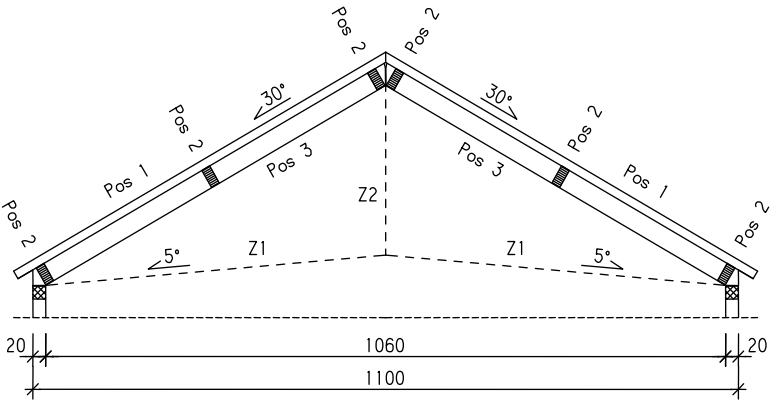
[1] Dr, docent, Arhitektonski fakultet, Beograd
[2] Asistent pripravnik, Arhitektonski fakultet, Beograd
[3] Lisina, Nikšić

1. TEHNIČKI OPIS KONSTRUKCIJE

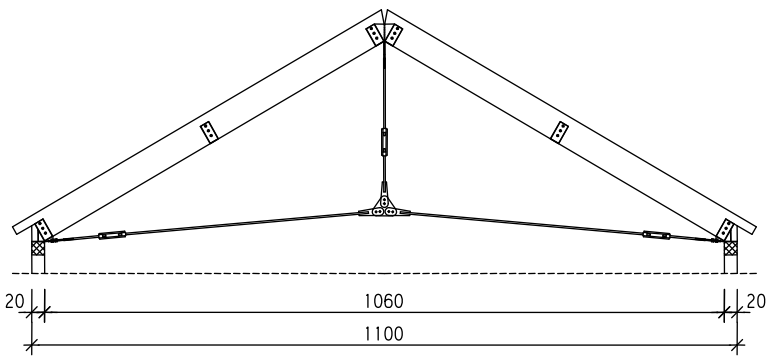
Na osnovu idejnog projekta konstrukcije vinarije u Podostrogu u Crnoj Gori, urađen je glavni projekat konstrukcije, u okviru koga je definisan konstruktivni sistem i izvršen izbor materijala za elemente konstrukcije. Objekat je prizemni, delimično ukopan u tlo, zbog nagiba terena i ima funkciju vinskog podruma. Objekat je u osnovi oblika pravougaonika, sa zidanim obodnim zidovima. Unutrašnji prostor objekta je slobodan a iznad njega je projektovana drvena krovna konstrukcija od lepljenog lameliranog drveta. Konstrukcija krova je projektovana da prihvati sva stalna, korisna, klimatska i seizmička opterećenja. Glavni konstruktivni sistem krova čini trozglobni luk sa zetegom. Štapovi luka su od lepljenog lameliranog drveta, dok je zatega od čelika. Zatega je na polovini raspona luka pridržana o temeni zglob luka. Ostali elementi konstrukcije krova su proste i kontinualne grede.



Slika 1 – Osnova krovne konstrukcije



Slika 2 – Poprečni presek (plan pozicija)



Slika 3 – Poprečni presek (glavni nosač Pos 3)

2. OSNOVNI PODACI O KONSTRUKCIJI KROVA

Osnovni podaci o konstrukciji krova su sledeći:

- Pos 1 (drveni rogovi b/d=8/14 cm - MD)
- Pos 2 (drvene rožnjače b/d=14/30 cm - LLD)
- Pos 3 (glavni nosači b/d=14/44 cm - LLD)
- Pos Z1 (zatega ∅ 25 mm - Č 0361)
- Pos Z2 (zatega ∅ 25 mm - Č 0361)
- Pos Z3 (zatega ∅ 16 mm - Č 0361)
- Međusobni razmak Pos 1 je 79 cm
- Međusobni razmak Pos 2 je 300 cm
- Međusobni razmak Pos 3 je 395 cm



Slika 4 – Konstrukcija krova u fazi montaže



Slika 5 – Konstrukcija krova u fazi montaže



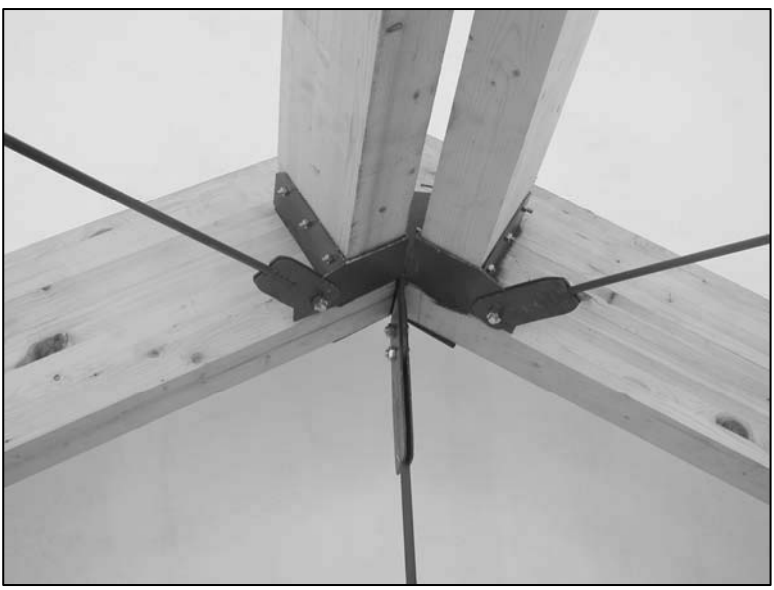
Slika 6 – Konstrukcija krova u fazi montaže



Slika 7 – Konstrukcija krova u fazi montaže



Slika 8 – Konstrukcija krova u fazi montaže



Slika 9 – Veza štapova u temenom zglobu

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Ratko Večerinović[1], Ivan Tlačinac[2], Slavoljub Tošić[3], Hranislav Kočović[4]

MONTAŽA ŽIČARA NA KOPAONIKU I ZLATIBORU

Rezime:

U radu se daje prikaz montaže konstrukcije uspinjača na izuzetno nepristupačnim lokacijama gde nije bilo moguče primrniti "klasičnu" mehanizaciju. Za montažu predmetnih uspinjača korišćena je helikopterska montaža.

Ključne reči: Uspinjača, montaža, helikopter.

ASSEMBLY OF SKI-LIFTS ON KOPAONIK AND ZLATIBOR

Abstract:

This paper provides an overview of assembly of ski-lift structure at extremely inaccessible locations where it was not possible to use "classical" equipment. Construction of ski-lifts was performed using helicopter.

Key words: ski lift, installation, helicopter.

[1] dipl.inž.građ. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[2] dipl.inž.el. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[3] maš. inž. AMIGA d.o.o. Kraljevo
[4] dipl.inž.maš. AMIGA d.o.o. Kraljevo

1. UVOD

U toku 2006. i 2007. godine Preduzeće „AMIGA“ doo iz Kraljeva izvelo je (montiralo) tri žičare i to dve na Kopaoniku („Duboka 1“ i „Duboka 2“), a jednu na Zlatiboru (Tornik). Ovde se daje kratak prikaz radova vezanih za montazu čeličnih konstrukcija navedenih žičara sa naglaskom da su žičare na veoma nepristupačnim terenima pa je za montažu korišćen helikopter.

2. PODACI O ŽIČARAMA

„Duboka 1“ je četvorosedna žičara sa visinskom razlikom između polazne i izlazne stanice od 373 metra i dužinom staze od 1406 metara, a gornja izlazna stanica se nalazi na 1988 metara nadmorske visine.

„Duboka 2“ je, takođe, četvorosedna žičara ukupne dužine 1106 metara sa visinskom razlikom između polazne i izlazne stanice od 395 metara.

Iz podataka o dužinama i visinskim razlikama jasno se vidi da se radi o terenu sa veoma teškim uslovima za rad, odnosno radi se o lokacijama, koje su nepovoljne za primenu klasične mehanizacije, a što se vidi na slikama 2 i 3.

Proizvođač obe navedene žičare je austrijska firma „Doppelmayer“.

Na Zlatiboru montirana žičara „Tornik“ koja je tipa šestosed, koju je proizvela francuska firma „Pomagalski“, kapaciteta 3000 skijaša na sat.

3. MONTAŽA KONSTRUKCIJE ŽIČARA

Za montažu čelične konstrukcije koja se sastoji od stubova, jarmova i koturnjača korišćen je helikopter švajcarske firme „HELOG-HELISWISS“, prikazan na slici 1. Tehničke karakteristike helikoptera su sledeće: maksimalna nosivost je 5,o t, maksimalna dužina trajanja leta je 2^h i maksimalne brzine 230 km/h.

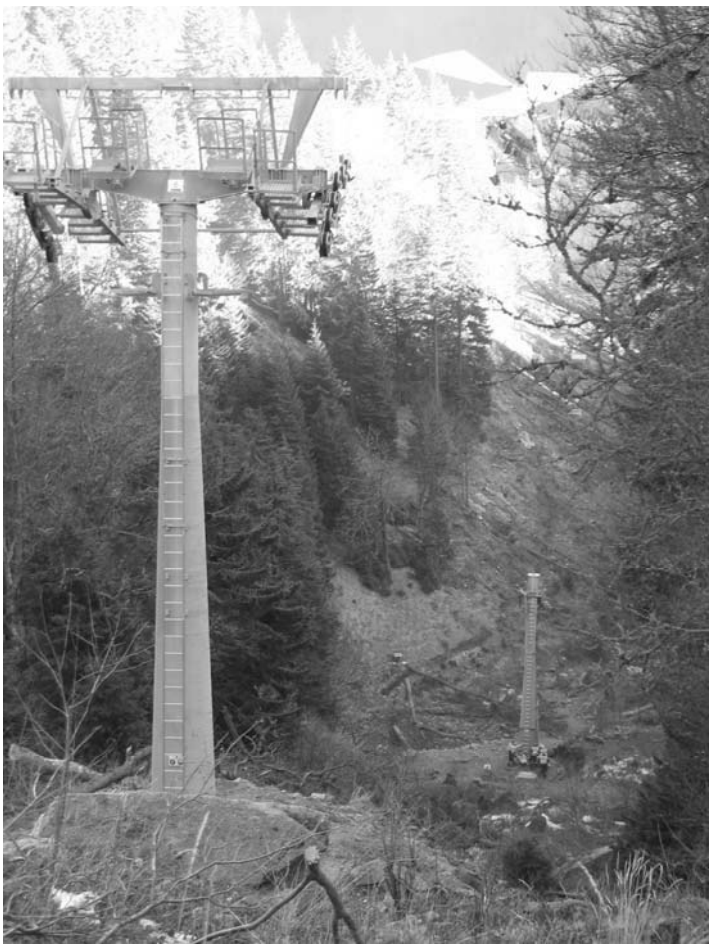


Slika 1

Kompletna montaža žičara „Duboka 1“ i „Duboka 2“ sa 27 stubova urađeno je za 8sati i 45 minuta efektivnog rada. Pri ovome je obavljeno 90 letova, a težina pojedinačnih montažnih elemenata je iznosila do 5,0 tona.

Kod žičare Tornik uz pomoć helikoptera izvršena montaža 10 stubova od 18 koliko ih ukupno ima. Maksimalna težina montažnih elemenata u ovom slučaju je bila 3,8 tona. Montaža 10 kompletnih stubova obavljeno je za 4 sata i 45 minuta efektivnog angažovanja helikoptera.

Napominje se da je pri radovima kada se koristi helikopter potrebno je uraditi vema detaljnu pripremu koja obuhvata pravilno lagerovanje montažni elemenata, izbor optimalne lokacije za lagerovanje montažnih elemenata zbog limitiranog vremena za zadržavanje elemenata u vazduhu koje je uslovljeno tehničkim mogućnostima helikoptera.



Slika 2 – Montaža stubova - Kopaonik



Slika 3 – Montaža jarma - Kopaonik

4. MONTAŽA UŽADI - SAJLI

Posebno složen zahtev pri izvođenju radova na navedenim žičarama bila je montaža užadi – sajli jer se one nisu mogle montirati korišćenjem heikoptera, a radi se o veoma nepristupačnom terenu gde je otežana upotreba mehanizacije. Kalemi sa sajlama su bili teški za „Duboku 1“ 18,5 tona,za „Duboku 2“ 16,0 tona, a za žičaru Tornik kalem sa sajlom je iznosio 26,7 tona. Inače sajle su bile prečnika na Kopaonoku 41 mm, a na Torniku 46 mm. Ovako teški tereti su dovoženi na najvišu tačku staza - žičara kamionima uz pridržavanje teškim građevinskim mašinama (bagerima) (slika 5). Prevlačenje sajli preko koturnjača vršeno je uz pomoć pomoćnog užeta-sajle prečnika 16mm (slika 6) koje je povlačeno korišćenjem specijalnog vitla.



Slika 4 – Donošenje stuba helikopterom na lokaciju



Slika 5 – Dovoženje kalema sa sajlama na lokaciju



Slika 6 – Prevlačenje sajli preko koturnjača

LITERATURA

[1] Izvođačka dokumentacija preduzeće Aniga d.o.o. Kraljevo

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vicko Letica [1],Borko Tucović [2]

KONCEPCIJA, PRORAČUN I IZVOĐENJE VODOZAHVATA NA IZVORIŠTU "BOLJE SESTRE", R.V. CRNA GORA

Rezime:

U ovom radu daje se prikaz tehničkog rešenja i načina izvođenja vodozahvata izvorišta "Bolje Sestre", koji je sastavni deo Regionalnog vodovoda na Crnogorskom primoriju. Vodozahvat ima oblik elipsaste betonske konstrukcije, koja se sastoji od brane sa gumenom ustavom i od zaštitnog betonskog zida oko izvorišta. Dat je opis tehničkog rešenja i načina izvođenja konstrukcije.

Ključne reči: vodozahvat, beton, gumena ustava, izvodjenje

CONCEPT, CALCULATION AND A CONSTRUCTION WORKS ON WS "BOLJE SESTRE", RWSS MONTENEGRO

Summary:

This particular project encloses the presentation of technical solutions and a manner of construction works on water source "Bolje Sestre", which is a component part of The Regional Water Supply System of Montenegrin coast. The water intake has a shape of elliptic concrete construction, which consists from weir with a rubber dam and from concrete wall around the water source which provide a protection. Description of technical solutions as well as a manner of construction works are provided in this article.

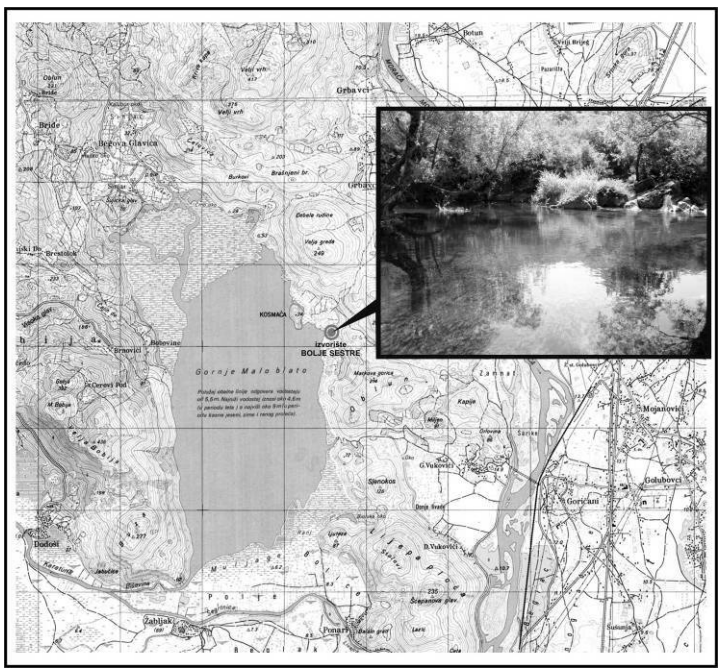
Keywords: water intake, concrete, rubber dam, construction works

[1] Mr.dipl.gradj.inž., Direktor Sektora za brane, "IK Konsalting i projektovanje" d.o.o., Projektovanje
[2] dipl.gradj.inž., "ALFA ing" d.o.o., Izvodjenje

1. OPŠTE

Izvorište „Bolje Sestre“ locirano je na severozapadnom obodu Skadarskog jezera, u podnožju zapadnih padina Kolozuba, blizu ostrva Kosmač, a u području basena „Malo Blato“. Po više parametara (izdašnost, kvalitet, itd) usvojeno je kao najpovoljnija lokacija za zahvatanje vode za potrebe Regionalnog Vodovodnog Sistema za Crnogorsko primorje. Regionalni vodovodni sistem je dimenzionisan na 1.5 m^3/s, pri čemu je na samom zahvatu planirano fazno kaptiranje izvorišta „Bolje Sestre“, i to do 2020. godine 1.0 m^3/s, a posle dodatnih 0.5 m^3/s.

U cilju zaštite ovog izvorišta od direktnog uticaja voda Skadarskog jezera i postizanja što boljeg kvaliteta zahvaćenih voda, ovim projektom se predviđa izrada kaptaže u obliku elipsaste betonske konstrukcije – brane sa gumenom ustavom i zaštitnog betonskog zida oko izvorišta.



Slika 1 – Lokacija izvorišta i vodozahvata

2. OPIS LOKACIJE SA USLOVIMA

Za potrebe izbora najpovoljnije lokacije za zahvatanje vode za potrebe Regionalnog Vodovodnog Sistema za Crnogorsko primorje, urađeni su geoistražni radovi i prateći elaborat. Po navedenom elaboratu širi prostor basena Malo blato, kome pripada izvorište „Bolje Sestre“, izgrađuju karbonatne stene predstavljene krečnjacima, dolomitičnim krečnjacima i dolomitima jurske i kredne starosti. Sa hidrogeološkog aspekta to su veoma vodopropusne stene koje

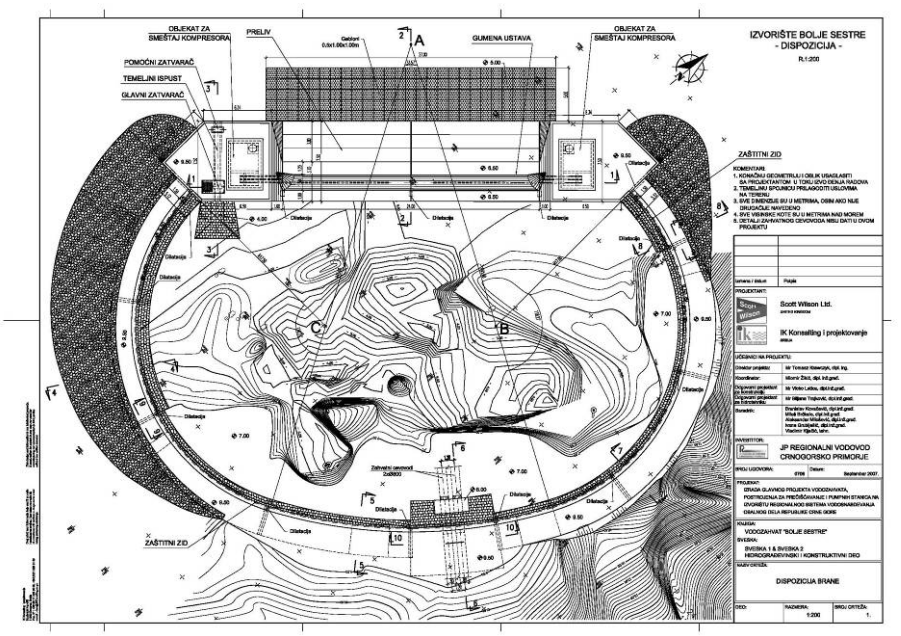
karakteriše kavernozna i pukotinska poroznost. Formirana karstna izdan prazni se preko jakih povremenih i stalnih karstnih vrela po obodu jezera i vrulja u samom jezeru. Izvorište „Bolje Sestre“, najizdašnije izvorište u basenu „Malo blato“, značajne količine karstnih izdanskih voda dobija iz pravca istoka. U ovom području lociran je karstifikovani krečnjak, dok se iznad stene nalazi nanos u obliku materijala sa proslojcima gline visine 2.5-2.9 m.

Izdašnost izvorišta „Bolje Sestre“ analizirana je u više navrata. Istraživanja su ukazala da je minimalna izdašnost izvorišta „Bolje Sestre“ veća od 2 m^3/s. Procenjen je maksimalni doticaj u iznosu od 6 do 8 m^3/s. Prema dobijenim podacima, nivo u Skadarskom jezeru se kreće od 4.6 mnm do 9.0 mnm. Nije poznata promena nivoa vode u samoj zoni izvorišta, pa se navedeni podaci usvajaju kao merodavni.

Prelivni deo konstrukcije je morao da zadovolji sledeće kriterijume:

- Za nivo vode u Skadarskom jezeru $Z \leq 6.50$ mnm, gumena ustava je spuštena – prelivanje preko betonskog praga.
- Za nivo vode u Skadarskom jezeru od 6.50 mnm $\leq Z \leq 8$ mnm gumena ustava je podignuta – prelivanje preko gumene ustave
- Za nivoe vode u Skadarskom jezeru $Z > 8$ mnm – ekstremno veliki nivoi - gumena ustava se spušta – prelivanje preko betonskog praga.

Na izbor gumene ustave za održavanje denivelacije uticale su brojne pozitivne karakteristike kao što su automatizovan rad pri njihovom podizanju i spuštanju, ekonomična izgradnja, niski troškovi održavanja u odnosu na klasične ustave, relativno dug vek trajanja i to što tokom postavljanja i eksploatacije gumene ustave nemaju negativan uticaj na životnu okolinu (naročito na kvalitet vode u izvorištu). Izabrana je ustava koja se puni vazduhom, jer zahteva manju težinu prateće opreme i cevi manjeg prečnika, i nema opasnosti od smrzavanja u slučajevima niskih temperatura.



Slika 2 – Dispozicija vodozahvata

3. TEHNIČKO REŠENJE

Za zaštitu izvorišta „Bolje Sestre“, da bi se sprečio direktan uticaj i mešanje voda iz Skadarskog jezera sa vodom u izvorištu, projektovana je betonska konstrukcija eliptičnog oblika u osnovi kojom je okružena cela površina izvorišta od oko 300 m^2. Da bi se ovo postiglo, usvojen je eliptičan oblik konstrukcije sa poluosovinama elipse a=20 m (pravac sever-jug) i b=15 m (pravac istok-zapad).

Osnovni deo konstrukcije čini preliv. On je pravolinijski i smešten je između izvorišta i Skadrskog jezera. Preliv u obliku širokog praga, visine 4.0 m i dužine 24 m (3 lamele od po 8 m), služi kao postolje za gumenu ustavu i zajedno sa njom predstavlja prelivni deo zaštitne konstrukcije izvorišta. Gumena ustava, visine 1.5 m učvršćena je (ankerovana) na betonski deo brane, širine 3.0 m na koti 6.50 mnm. Kota krune betonske ustave (kada je ispunjena vazduhom pod pritiskom) je 8.00 m.

Prelivni deo brane je oivičen sa obe strane masivnim betonskim blokovima koji povezuju prelivni deo brane i betonski zid u zaleđu. Na betonskim blokovima na koti 9.50 mnm predviđeni su objekti za smeštaj opreme za manipulaciju gumenom ustavom, a na levom betonskom bloku preliva smešten je i temeljni ispust.

Kao temeljni ispust koristi se predviđeni otvor na levom betonskom bloku preliva sledećih dimenzija: prečnik cevi ispusta □800 i dužine 6.0 m sa dva tablasta zatvarača.

Preostali deo konstrukcije se odnosi na zaštitni betonski zid koji se u osnovi prostire u vidu otvorene elipse, sa visinom od 5.0 do 7.0 m. Zaleđe zida je predvidjeno da se zapuni šljunčanim nasipom. Na istočnoj strani razmatrane konstrukcije, u zaštitnom zidu, su ostavljena dva otvora kroz koja prolaze cevovodi kojima se voda iz izvorišta dovodi do crpne stanice gravitacionim putem.

Statički proračun betonskih objekata je obuhvatio analizu stabilnosti prelivne lamele i zaštitnog zida, sa analizom napona u temeljnoj spojnici i dimenzionisanjem potrebne armature. Projektom je predviđeno da hidrotehnički beton zadovolji marku MB30, vodonepropustljivost sa klasom V8 i otpornosti na mraz sa klasom M100 uz upotrebu rebraste armature RA 400/500-2.

4. IZVODJENJE

Glavni problem pri izvodjenju betonskih konstrukcija (naročito prelivnog praga) bio je taj što nije bilo moguće formiranje klasične zaštite u vidu nasipa prema izvorištu zbog opravdane bojazni od zagadjivanja izvorišta. Zbog toga, a i zbog velikih voda u Skadarskom jezeru za vreme gradnje, Izvodjač se odlučio na podvodno betoniranje.

Zbog svoje specifičnosti, radovi na podvodnom delu prelivnog praga i bočnih kula su generalno bili podeljeni na sledeće faze: na geodetsko podvodno snimanje zone prelivnog praga, na zemljane radove (podvodni iskop nanosa) - bagerom, refulernom pumpom, na betonske podvodne radove i na montažu gumene ustave. Radovi na ostalim betonskim konstrukcijama su bili izvedeni na sličan način kao prelivni prag.

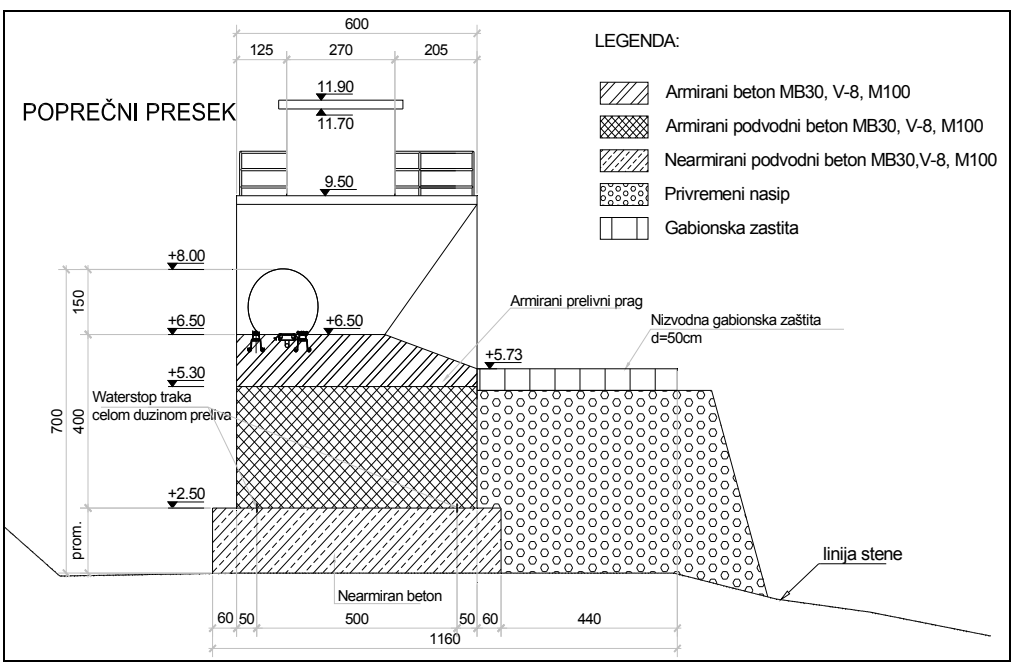
Kao prvo, uradjen je privremeni obodni nasip u pravcu jezera uz prelivni prag od kamenog materijala, na postojećem terenu, koji je služio između ostalog i kao pristupni put.

Zemljani radovi su podrazumevali podvodni iskop postojećeg nanosa do stenske mase, radi fundiranja objekta. Iskop rova za fundiranje objekta je izveden sa hidrauličkim bagerom sa obodnog kamenog nasipa.Ostatak nanosa, i čišćenje do stenske mase izvršeno je refulernom

pumpom i pumpom visokog pritiska uz asistenciju ronioca. Obeležavanje rova za plovni iskop izvodi se bovama sa plovnog objekta.

Zatim je postavljena čelična ravnjača, na projektovanu poziciju i kotu. U slučaju kada je sloj izravnavajućeg betona bio veći od 0.80 m, bočne strane su se zaštitile džakovima ispunjenim peskom ili šljunkom. Betonskom pumpom, sa nasipa, uz pomoć ronioca, je ugradjen beton u okviru postavljene ravnjače. Ravnjača je premeštena posle 20 h od završetka ugrađivanja betona.

Istovremeno je na privremenom obodnom nasipu formiran sklop čelične oplate i unapred pripremljenih koševa armature, sve u saglasnosti sa dimenzijama kampada iz projekta. Pored toga tu su montirani svi ostali elementi koji su sastavni deo konstrukcije kao što su waterstop trake, cevovodi, nosači gumene ustave i sl. Tako pripremljen sklop dizalicom je postavljen na unapred određenu poziciju pod vodom pri čemu je precizno fiksiran uz pomoć ronioca. Konačno se u tako formiran sklop vršilo podvodno nalivanje betona uz pomoć ronioca. Treba napomenuti da je vođeno računa da je crevo betonske pumpe, prilikom betoniranja, uvek zaronjeno u betonsku masu. Podvodni beton nije vibriran. Po završenom podvodnom betoniranju, oplata je demontirana posle 30 h.



Slika 3 – Šema betoniranja prelivnog praga



Slika 4 – Faze podvodnog betoniranja



Slika 5 – Faze betoniranja prelivnog praga



Slika 6 – Završna faza izgradnje

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vicko Letica[1], Vladislav Skoko[2], Mirjana Milojković[3]

PRIKAZ TEHNIČKOG REŠENJA I PRORAČUNA HIDROELEKTRANE TAQ-TAQ U IRAKU

Rezime:

U severnom delu Iraka, Kurdistanu, na reci Mali Zab, predviđa se izgradnja brane Taq-Taq maksimalne visine 90 m. Brana se nalazi 50 km nizvodno od brane i akumulacije Dokan i služi kao višenamenski sistem: za navodnjavanje, proizvodnju električne energije, odbranu od poplava i dalju regulaciju voda koje se ispuštaju iz akumulacije Dokan. Hidroelektrana sa 3 agregata, ukupne snage 270 MW, locirana je na desnoj obali, 375 m nizvodno od gravitacionog, betonskog dela brane. Sistem hidroelektrane sadrži 3 dovodna, čelična cevovoda, mašinsku salu, montažni prostor, komandno-upravnu zgradu, transformatorsko-razvodno postrojenje i odvodnu vadu.

Ključne reči: hidroelektrana, brana, mašinska sala, odvodna vada

TECHNICAL SOLUTION AND DESIGN OVERVIEW OF TAQ-TAQ HYDROPOWER STATION IN IRAQ

Summary:

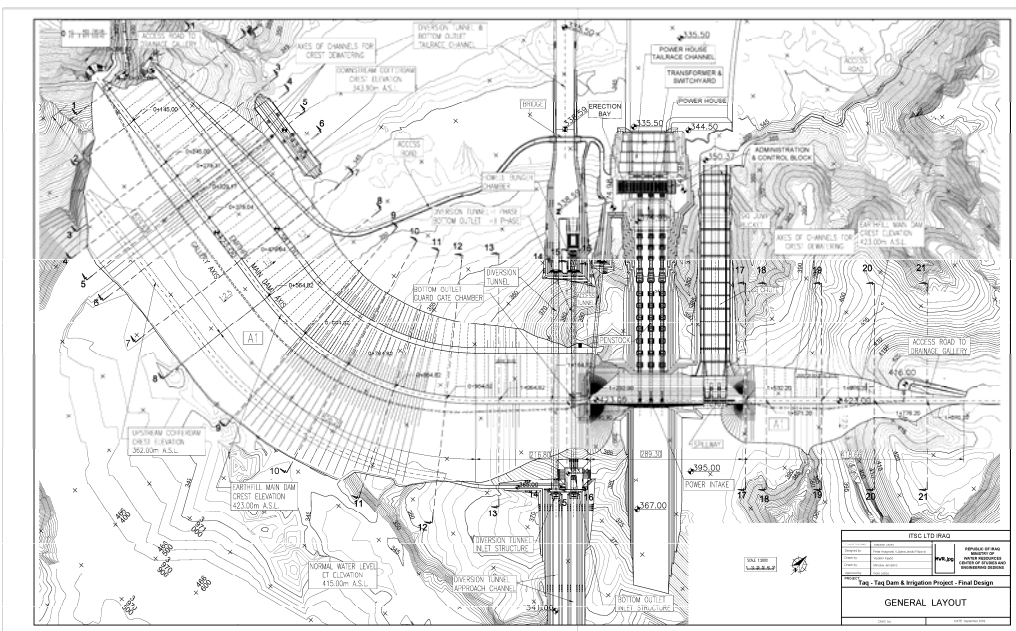
In the north part of Iraq, Kurdistan, on river Lesser Zab, an construction of Taq-Taq dam (height 90 m) is planned. The dam is situated 50 km downstream of Dokan Dam and reservoir. The dam serves for a multi-purpose project: irrigation, flood control, hydro-electric power generating and as the regulating dam. Hydropower station, with 3 units of 270 MW total capacity, is located on right river bank, 375 m downstream from concrete gravity dam block. Hydropower station system consists of 3 steel penstocks, machine hall, erection bay, command and administration block, transformer and switchyard and tailrace channel.

Key words: hydropower station, dam, machine hall, tailrace channel

1. UVOD

Projekat hidroelektrane Taq-Taq, predstavljen u ovom radu, je sastavni deo ukupnog projekta brane Taq-Taq, locirane 50 km nizvodno od postojeće brane Dokan, a 90 km uzvodno od postojeće brane Dibbis na reci Mali Zab, u Iračkom Kurdistanu. Izgradnjom brane i formiranjem akumulacionog jezera dobija se višenamenski sistem koji zadovoljava potrebe za navodnjavanjem, proizvodnjom električne energije i odbranom od poplava.

Hidroelektrana se nalazi 375 m nizvodno od betonskog, gravitacionog bloka brane u okviru koga je smešten zahvat za elektranu. Mašinska zgrada sa tri agregata, ukupne snage 270 MW, povezana je sa pomenutim zahvatom putem 3 čelična cevovoda. Montažni prostor i komandno-upravna zgrada su projektovani kao aneksi mašinske sale, dok je transformatorsko-razvodno postrojenje smešteno na platou, neposredno uz mašinsku zgradu. Odvodna vada predstavlja nizvodni kanal kojim se voda propuštena kroz turbine hidroelektrane usmerava u postojeće rečno korito.



Slika 1 – Dispozicija brane i hidroelektrane

2. OSNOVNI PODACI O HIDROELEKTRANI

Tri dovodna čelična cevovoda su dužine 375 m i prečnika 6.0 m, pojedinačno. Oslonjeni su preko čeličnih profila na betonske oslonce postavljene na približno 22.0 m razmaka. Stabilnost cevovoda na vertikalnim prelomima trase je obezbeđena odgovarajućim betonskim ankernim blokovima.

Mašinska zgrada, širine 50.8 m, visine 51.6 m i dužine 73.5 m, podeljena dilatacijama na tri nezavisna bloka, obezbeđuje potreban prostor za smeštaj 3 vertikalne turbine tipa Francis, pojedinačne snage 90 MW, koje su direktno povezane sa generatorima pojedinačnog kapaciteta 110000 KVa. Ukupni instalisani protok kroz turbine je 450 m^3/sec, a maksimalni neto pad 75.0 m. U okviru ramovskog, nadzemnog dela konstrukcije smešten je glavni kran ukupne nosivosti 350 t, dok se u okviru masivnog, podzemnog dela nalaze generatori, predturbinski zatvarači, kompenzatorske spojnice, turbinske spirale i radna kola, sprovodni aparati, sifoni, sifonski zatvarači, i ostala prateća mašinska i elektro oprema i pomoćni kranovi.

Montažni prostor, koji predstavlja bočni aneks mašinske sale, je širine 24.7 m, visine 23.5 m i dužine 21.0 m. U konstruktivnom smislu predstavlja nadzemnu, ramovsku konstrukciju (istovetnu kao za mašinsku zgradu) namenjenu za smeštaj glavnog krana, odnosno odlaganje delova gore pomenute elektro-mašinske opreme pri vršenju remonta.

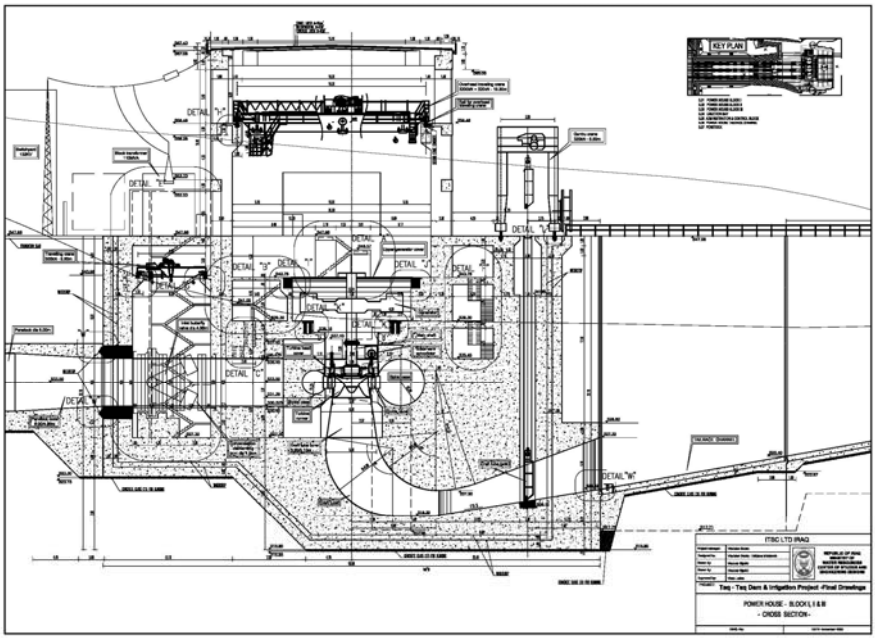
Komandno-upravna zgrada je jednospratni objekat, gabaritnih dimenzija u osnovi 14.6x24.7 m i predstavlja drugi bočni aneks mašinske zgrade. Osnovna namena je smeštaj osoblja i opreme za ukupno upravljanje sistemom hidroelektrane.

Transformatorsko-razvodno postrojenje, smešteno na platou uz mašinsku zgradu, povezuje hidroelektranu sa lokalnom elektro-mrežom.

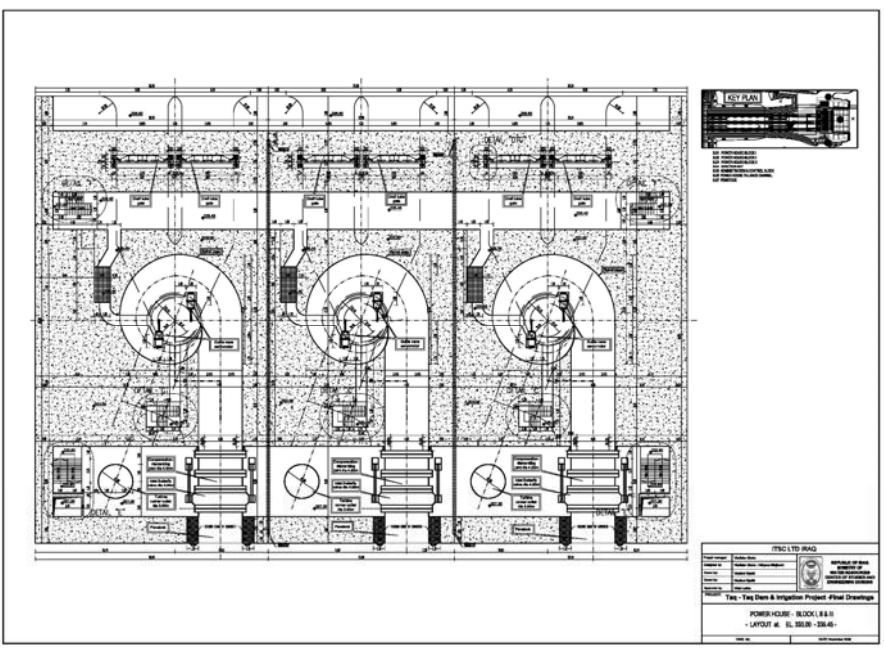
Odvodna vada, locirana neposredno nizvodno od mašinske zgrade, ukupne dužine 76.0 m i širine 69.5 m, dilatacijama je podeljena na četiri nezavisne kampade, pojedinačne dužine 19.0 m. U konstruktivnom smislu sadrži donju, plivajuću ploču debljine 1.0-1.5 m i bočne potporne zidove koji su linearno promenljive visine u rasponu od 18.5 do 30.3 m.

3. PRORAČUN MAŠINSKE ZGRADE

U okviru analize stabilnosti tretiran je srednji, karakteristični blok mašinske zgrade, širine 21.0 m. Saglasno izvršenim geotehničkim istražnim radovima i na osnovu istih, izdatom Geološkom Elaboratu, mašinska zgrada je fundirana u stenskom materijalu koji se sastoji od laporovito-peščarskog kompleksa, sa osnovnom vrednosti ugla unutrašnjeg trenja od $\varphi=40^o$, odnosno rezidualnom vrednosti od $\varphi r=32^o$. Shodno pomenutom Elaboratu, nasipanje oko objekta će se vršiti materijalom koji poseduje sledeće vrednosti geotehničkih parametara: $\gamma=20$ KN/m^3 i $\varphi=30^o$.



Slika 2 – Karakterističan poprečni presek mašinske zgrade



Slika 3 – Osnova mašinske zgrade na turbinskoj koti

Iz odgovarajućeg hidrotehničkog i opremaškog dela projekta preuzeti su normalni i maksimalni nivoi nizvodne vode, kao i opterećenja od opreme potrebna za proračune. Seizmički koeficijenti su sračunati na osnovu podataka iz Studije Seizmičkog Hazarda za ovaj deo Iraka. Analiza stabilnosti obuhvatila je sledeće kombinacije opterećenja:

1. Fazu gradnje
2. Fazu eksploatacije
3. Dejstvo zemljotresa Z1 (Ks=0.15)
4. Dejstvo zemljotresa Z2 (Ks=0.20)

Dobijene vrednosti faktora sigurnosti na isplivavanje, klizanje i prevrtanje su racionalno zadovoljile odgovarajuće, internacionalne, projektne kriterijume, što znači da su i dimenzije mašinske zgrade racionalno usvojene.

U okviru statičkog proračuna obuhvaćena je nadzemna, ramovska konstrukcija i podzemna, masivna konstrukcija. Nadzemna, ramovska kostrukcija je tretirana za standardne uticaje od sopstvene težine, snega, vetra, glavnog krana, kao i promene temperature. Proračun podzemnog, masivnog dela konstrukcije je obuhvatio, između ostalih, određene specifične pozicije usko vezane za ugrađenu opremu, odnosno prihvatanje uticaja u betonskoj konstrukciji od normalnih i ekstremnih (ispad turbine ili generatora) slučajeva opterećenja koji se javljaju pri ugradnji i operativnom funkcionisanju opreme. U narednom tekstu su navedene pomenute pozicije konstrukcije sa pripadajućim opterećenjima od opreme:

1. Generatorska ploča-nivo gornjeg krsta-oslonca rotora generatora (radijalne i tangencijalne sile od rotora)
2. Generatorsko bure-nivo donjeg krsta-oslonca rotora generatora (vertikalne i radijalne sile od rotora)
3. Generatorsko bure-nivo oslonaca statora generatora (vertikalne, radijalne i tangencijalne sile od statora)
4. Konstrukcija oko turbinske spirale (tangencijalne sile usled unutrašnjeg pritiska u spirali, sile od sprovodnog aparata i aksijalna sila od pritiska na spuštenom predturbinskom zatvaraču)
5. Razdelni zid u okviru turbinskog sifona (aksijalna sila od pritiska na spuštenom sifonskom zatvaraču)

Vrednosti gore pomenutih opterećenja su dobijane od potencijalnog Isporučioca opreme na predmetnom projektu, jedne od vodećih svetskih kompanija u ovoj oblasti-ALSTOM-a (Švajcarska, Francuska).

Statički uticaji u navedenim delovima podzemne konstrukcije sračunati su konvencionalno, aproksimovanjem konstruktivnih elemenata linijskim i površinskim nosačima.

Sproveden je i proračun uticaja za različite faze izvođenja betonskih radova koje su direktno uslovljene fazama montaže određenih delova opreme.

Za uticaje od toplotno-temperaturnih promena, zemljotresne pobude, kao i od gore navedenih opterećenja od opreme sproveden je dodatni proračun podzemnog dela upotrebom MKE.

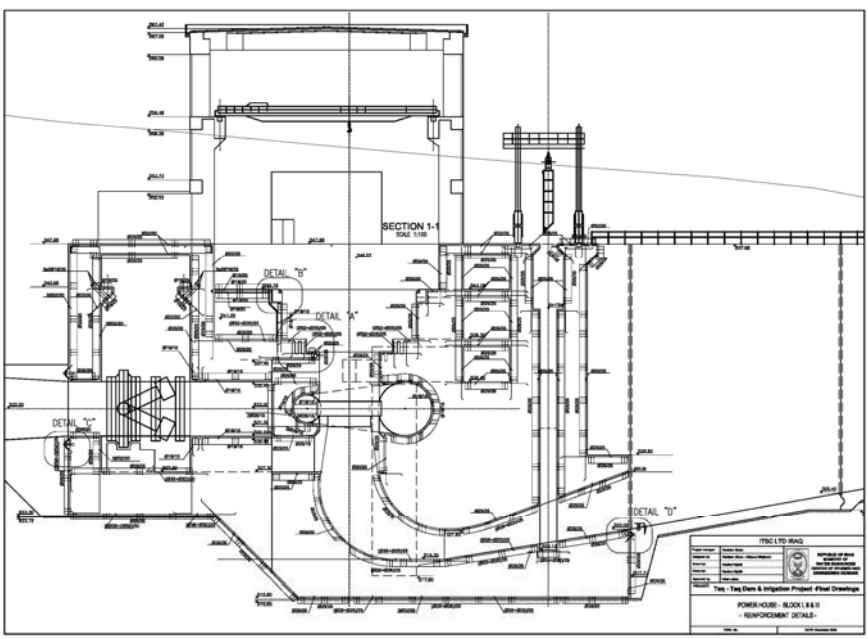
4. PRORAČUN DOVODNOG CEVOVODA I ODVODNE VADE

Statički proračun dovodnog, čeličnog cevovoda, saglasno opisu datom u poglavlju 2. ovog rada, sproveden je za sistem kontinualnog nosača, pri čemu su analizirani uticaji od sopstvene težine, unutrašnjeg pritiska za normalni nivo vode u akumulaciji i temperaturnih promena. Analiza stabilnosti ankernih blokova na vertikalnim prelomima trase cevovoda sprovedena je za opterećenje od ispitnog pritiska.

Analiza stabilnosti masivnih potpornih zidova odvodne vade urađena je za kampadu sa najvećom visinom zida od 30.3 m i debljinom 6.0 m, širinom temeljne stope od 24.2 m i debljinom stope, takođe, 6.0 m. Proračun je sproveden na osnovu ulaznih podataka opisanih u poglavlju 3. ovog rada, pri čemu su analizirani sledeći slučajevi opterećenja:

1. Faza eksploatacije
2. Faza remonta
3. Dejstvo zemljotresa Z2 (Ks=0.20)

Sračunati koeficijenti stabilnosti zadovoljili su projektne kriterijume, osim u slučaju faktora sigurnosti na klizanje za dejstvo zemljotresa Z2. Saglasno internacionalnim standardima, za pomenuti slučaj opterećenja, sproveden je dodatni proračun konačnih pomeranja (Newmark-Rosesebleth metoda) koji je dao zadovoljavajuće vrednosti istih, odnosno potvrdio da su dimenzije potpornih zidova racionalno usvojene.



Slika 4 – Detalji armiranja masivnog dela mašinske zgrade

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vicko Letica [1]

DOPUNSKI OSLONCI ZA NOVI GENERATOR NA HE BAJINA BAŠTA

Rezime:

Ovaj izveštaj se odnosi na konstruktivnu analizu novih oslonačkih pločica statora generatora u mašinskoj hali HE Bajina Bašta. Trenutno se izvode radovi na prvom agregatu. U okviru tih radova potrebno je uraditi nove betonske oslonce. Kao konačno rešenje izabrani su monolitni betonski blokovi.

Ključne reči: hidroelektrana, beton, oslonačke pločice, injektiranje

ADDITIONAL SUPPORTS FOR NEW GENERATOR HP BAJINA BASTA

Summary:

Report regards the analysis of construction part of new foundation sole plate of generator stators in powerhouse HP Bajina Basta. Works on the first unit of turbine are under construction. As a part of these works, it is necessary to make new concrete foundations. Monolith concrete blocks as final solution was chosen.

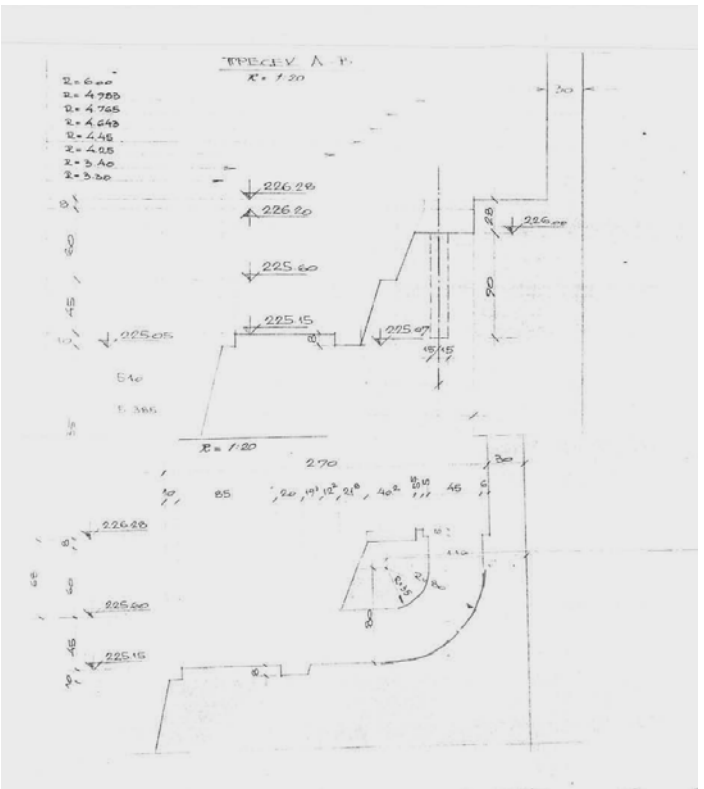
Keywords: powerhouse, concrete, sole plate, grouting

[1] Mr.dipl.gradj.inž., Beograd

1. OPŠTE

Ovaj rad se odnosi na građevinski deo novih temelja nosača statora generatora u mašinskoj zgradi HE Bajina Bašta. Ovi temelji su sastavni deo celokupnog projekta "Sanacije i adaptacije HE Bajina Bašta". Trenutno se izvode radovi na remontu prvog agregata. Radove izvodi, a ujedno je i projektant nove opreme, Vatech Hydro – ANDRITZ.

Generator se nalazi u betonskom buretu ukupnog prečnika 12.60 m, koje prima celokupne uticaje od statora generatora. Generator je oslonjen na masivnu i krutu betonsku konstrukciju, tako da ne može doći do značajnih deformacija i nestabilnosti konstrukcije koja nosi generator. Sa novom konstrukcijom generatora se donekle menja oblik betonskih oslonaca, a naročito oblik ubetoniranih čeličnih elemenata. Zbog toga je izvršeno preprojektovanje i promena postojećih ubetoniranih delova.



Slika 1 – Prethodno projektovan oslonac generatora

2. OPIS POSTOJEĆEG STANJA

Da bi se obezbedilo uklapanje novoformiranih oslonaca generatora, bilo je potrebno izvršiti dopunske betonske radove. Kako stari ubetonirani delovi nisu bili saglasni sa novom konstrukcijom, bilo je potrebno izvršiti njihovo uklapanje i zamenu novim. Za jedan generator je predviđeno da se izvede 12 niša.

Oslonci starog generatora bili su bazirani na čeličnom boksu ubetoniranom u postojeće strukture. Pored toga, u betonskom buretu generatora postoji poprečni otvor za ventilaciju, koji je lociran između oslonaca statora generatora. Ovaj otvor nepovoljno utiče na prenos transverzalnih sila koje imaju i najveće vrednosti u odnosu na radijalne i vertikalne sile. Pored toga postojeći vertikalni ankeri za vezu, bili su direktno ubetonirani u osnovni beton, dok se kod novih formira dopunska niša.

Niša je izvedena tako da su odsečene tri strane sa okvirnim dimenzijama 110 x 80 cm i visine 45 cm. Odsecanje je vršeno dijamantskim testerama. Nije bilo predviđeno izravnanje ni vertikalnih ni horizontalnih površina, nego je zahtevano da se sve površine pikuju uz pomoć pick-hammera čime se obezbeđuje bolja veza izmedju postojećeg betona i injekcione mase kojom se niše zalivaju nakon montaže temeljnih nosača. Istovremeno sa sečenjem betona presečena je postojeća armatura.

Kvadratne rupe za ankere (po dve u svakoj niši) dimenzija 21 x 27.5 cm. su izvedene pomoćnim bušotinama. Ivice u nišama nisu izravnate nego su ostali oblici koji su pratili kružno bušenje.

Elektro-mašinskim projektom, predviđeno je da se u nišu postave čelični nosači koji su u stvari ubetonirana ležišta generatora i imaju striktnu proceduru postavljanja.

3. PRORAČUN DOPUNSKIH UTICAJA

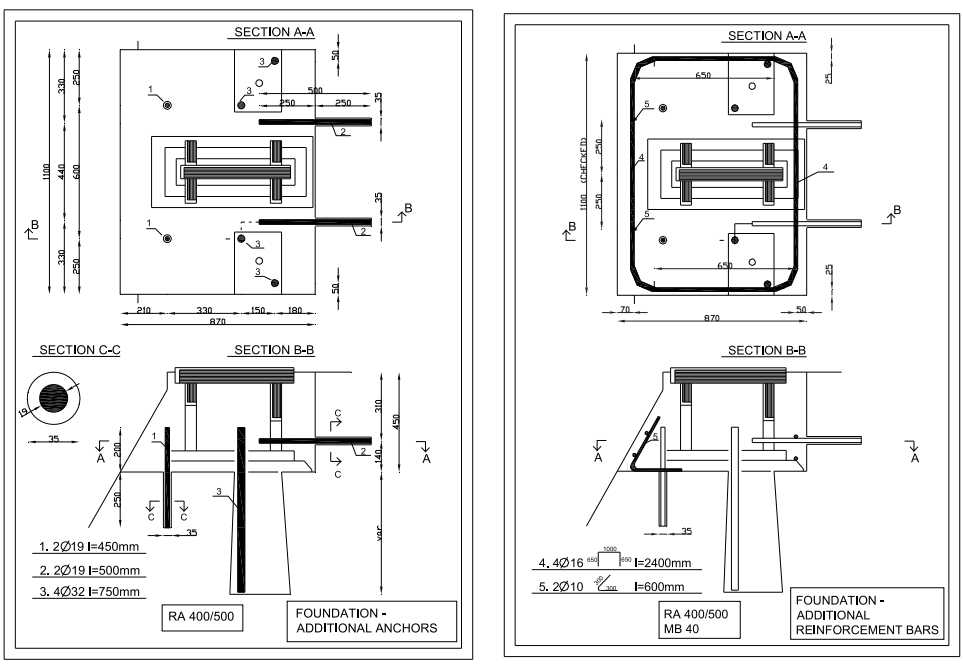
Kako je sečenjem izgubljena homogenost noseće betonske konstrukcije, postavilo se pitanje kako ispravno usidriti novi generator, koji ima značajne radijalne i tangencijalne uticaje. Glavni problem su otvori za ventilaciju koji su locirani naizmenično između oslonaca, tako da presecaju masivni betonski prsten. Pored toga, nova niša je nešto uža od postojeće ali je duža za oko oko 20 cm, što nepovoljnije utiče na prenos transverzalnih sila. Novoprojektovana trougaona čelična konstrukcija oslonaca, pomaže pri preciznijem štelovanju i nameštanju generatora, ali je nepovoljnija za kasnije prenošenje uticaja. Ovaj faktor se imao u vidu pri konačnom projektovanju oslonaca.

Analizom više rešenja, zaključeno je, da je najprihvatljivija varijanta sa monolitnim blokovima, u kojima se ne ostvaruje kontinuitet konstrukcije po pitanju konstruktivne armature. Betonom koji ima zanemarljiva skupljanja a povećanu nosivost, koji ne remeti prenos uticaja od sopstvene težine okolne konstrukcije, temperature i sl., formiraju se monolitni blokovi koji horizontalna opterećenja od generatora prenose preko trenja na masivnu konstrukciju betonskog bureta.

Za proračun je izabran jedan monolitan blok koji će se formirati u završnoj fazi betoniranja. Faktički je kontrolisana njegova stabilnost u odnosu na postojeći beton. U proračunu se računalo sa dimenzijama kontaktnih površina 110 x 66 x 45 cm koje su izabrane tako da proračun bude na strani sigurnosti. Opterećenje je uzeto na osnovu podataka od isporučioca opreme. Na osnovu toga uzete su maksimalne sile za slučaj opterećenja u slučaju sinhronog ispada u iznosu F3= 1555 kN, respektivno F1=160 kN i F5=36 kN. Treba znati da vertikalna

sila ni u kom slučaju nema pravac na gore, to jest osnovni ankeri su uvek pritisnuti. Proračunom je pokazano da beton izmedju niše i otvora za ventilaciju može da prenese vrlo male uticaje naročito za tangencijalni pravac, što za usvojeno rešenje nema značaja.

Izvršen je proračun kojim je proverena stabilnost bloka dimenzija 110 x 66 x 45 cm za tri različita pravca uticaja. Vertikalan pravac je proveren u slučaju montaže, kada se javlja najveći pritisak na beton. Sračunat je maksimalan pritisak na beton u iznosu 2.20 Mpa, što je znatno manje od dozvoljenog. U nastavku je proverena stabilnost za najveći, tangencijalan, uticaj. U prvom slučaju predpostavljeno je da bočne strane ne mogu da prihvate uticaje i da postojeći ankeri nose u granicama dozvoljenih napona na smicanje. Dobijena je potrebna površina dopunske armature. Međutim, proveren je i slučaj u uslovima gubljenja adhezione veze starog i novog betona, to jest kada bi u vezi ostalo samo trenje između betona i ankerne šipke. Tako je dobijena potrebna površina ankernih šipki da bi se prihvatila sila smicanja umanjena za silu trenja od vertikalne sile. Konačno rešenje, to jest broj i prečnik dopunskih ankera, određeno je na osnovu zadnjeg uslova.



Slika 2 – Skice potrebnih ojačanja za svaku nišu

U konačnom rešenju pored postojećih ankera za montažu statora generatora predviđeni su sledeći dopunski ankeri u svakoj niši: - 4 ankera sa prečnikom 32 mm koji se smeštaju u postojeće niše od ankera za montažu. - 2 ankera na horizontalnoj površini prečnika 19 mm koji se smeštaju u prethodno izbušenu vertikalnu rupu prečnika 35 mm. - 2 ankera na vertikalnoj

površini prečnika 19 mm koji se smeštaju u prethodno izbušenu horizontalnu rupu prečnika 35 mm. Da bi se obezbedila monolitnost dopunske konstrukcije predviđeno je opšivanje novog betonskog bloka konstruktivnom armaturom.

Za zalivanje niša predvidjena je jednokomponentna masa za injektiranje - beton, (Pagel grout V1/10 i V1/160). Uslov za izbor materijala, bio je da ima ograničeno skupljanje i visoku marku nosivosti, koju brzo ostvaruje. Prvi, V1/10, sa krupnoćom zrna od 0.10 do 1.0 mm i nosivosti posle 1/7/28 dana 37/72/96 Mpa, predviđen je za formiranje preciznog oslonca, za zalivanje manjih otvora i za injektiranje rupa za ankere. Drugi, V1/160, sa krupnoćom zrna od 0.10 do 16.0 mm i nosivosti posle 1/7/28 dana 46/75/83 Mpa, predviđen je za betoniranje glavnog bloka. Za jedan agregat, to jest za 12 blokova potrebno je oko 6.00 m^3 betona-mase. Za ankere i armaturu, predviđen je rebrasti čelik RA 400/500 sa minimalnom granicom razvlačenja od 400 Mpa i minimalnim dozvoljenim naponom na smicanje za osnovno opterećenje od 140 Mpa, u ukupnoj količini za jedan agregat od 470 kg.

Detaljno je razrađena procedura izvođenja građevinskih radova. U celokupnoj proceduri najvažnija je faza nalivanja mase koja služi kao početni oslonac donjim generatorskim pločicama. Ostali radovi su predviđeni da se izvode po uobičajenoj proceduri pri postavljanju ankera u postojeću betonsku konstrukciju, pri čemu je posebna pažnja posvećena završnim nalivanjima da bi se izbeglo uvlačenje vazduha.



Slika 3 – Niša za oslonac, bez i sa potrebnim ojačanjima uz donju ploču generatora

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Zoran Popović [1], Mihailo Jokanović [2]

UTVRĐIVANJE STANJA SIDARA U AB KONSTRUKCIJI HE „PIVA“ KAO OSNOV ZA PROCENU RIZIKA OTKAZA

Rezime

Posle 33 godine eksploatacije sprovedeni su istražni radovi za utvrđivanje stanja građevinskih konstrukcija i prostora akumulacije, kao faza I «Projekta revitalizacije i modernizacije HE „PIVA“. Rezultati dobijeni ispitivanjem prednapregnutih geotehničkih sidara su osnova za procenu rizika za eventualne incidentne situacije koje treba unapred da sprečimo preduzimanjem adekvatnih mera. Oni su osnova za izradu idejnih projekata i studija izvodljivosti za sprovođenje revitalizacije i modernizacije elektrane u fazi 2, u cilju produženja veka elektrane za narednih 30 godina.

Ključne reči: geotehnička sidra, istražni radovi, stanje i procena rizika otkazivanja

ESTABLISHING THE STATUS OF ANCHORS IN THE RC STRUCTURE OF HPP "PIVA" AS A BASIS FOR ASSESSING THE RISK OF FAILURE

Abstract

After 33 years of exploitation, investigatory works were implemented to establish the state of civil engineering constructions and the area of the accumulation, as Phase I of the "Project of revitalization and modernization of HPP "PIVA". Results obtained from the investigation of prestressed geotechnical anchors form the basis for assessing the risk of potential incidents which should be prevented in advance by undertaking adequate measures. They form the basis for preparing preliminary designs and feasibility studies for implementing revitalization and modernization of the power plant in phase 2, in order to extend the life of the power plant for another 30 years.

Key words: geotechnical anchors, investigation works, status and assessment of the risk of failure

[1] Dipl. građ. inž, savetnik, Centar za konstrukcije i prednaprezanje, Institut IMS, Beograd, Bulevar vojvode Mišića 43, zoran.popovic@institutims.rs / zoran.m.popovic@gmail.com

[2] Dipl. građ. inž, glavni inženjer, Centar za konstrukcije i prednaprezanje, Institut IMS, , Beograd, mihailo.jokanovic@institutims.rs

1 UVODNE NAPOMENE

U najužem delu korita reke Pive, izgrađena je impozantna građevine HE „PIVA“ (u daljem tekstu: Objekat). Lučnom betonskom branom visine 220 m, formirano je akumulaciono jezero dužine četrdesetak kilometara sa 825 x 10^6 m^3 vode. U vreme građenja brana je bila među najvišima, a i danas je među prvih 10 lučnih brana u svetu. U redovnoj proizvodnji elektrana se nalazi od 1976. Posle više od tri decenije eksploatacije započet je proces revitalizacije i modernizacije Objekta kroz realizaciju „Projekta revitalizacije i modernizacije HE PIVA“. Realizacija zahteva iz Projekta predstavlja kompleksan zadatak, koji obuhvata dijagnozu stanja, procenu verovatnoće otkazivanja, posledice u slučaju otkazivanja delova konstrukcije i projektovanje radova sanacije. U okviru pripremne faze (faza 1) sprovedeni su istražni radovi za utvrđivanje stanja građevinskih konstrukcija i prostora akumulacije. Radovi koji se odnose na snimanje stanja građevinskih objekata, realizovao je „*Konzorcijum“* koji sačinjavaju Institut IGH dd - Zagreb, Institut IMS ad - Beograd i Aquamont Service doo - Beograd. Ugovoreni radovi, specificirani tenderskom dokumentacijom [1], obuhvatili su detaljan vizuelni pregled, ispitivanje stanja betona AB konstrukcija (na licu mesta i uzorkovanjem), ispitivanje metalnih konstrukcija i površina i ugrađenih elemenata nosača opreme i ispitivanja prednapregnutih geotehničkih sidara (u daljem tekstu: sidra) i izvedeni su u dva termina, koristeći vreme planiranog remonta elektrane.

Deo radova, koji se odnosi na dijagnostička ispitivanje sidara, realizovalo je kompetentno osoblje „Centra za konstrukcije i prednaprezanje“ Instituta IMS (u daljem tekstu: Izvođač) uz asistenciju, kada je to bilo neophodno, alpinista kompanije „ALP“, Beograd.

Zahtevom Naručioca predviđeno je ispitivanje manjeg broja sidara u građevinskim objektima „*Mašinska zgrada i transformatorsko postrojenje*“ i „*Slapište*“. Zahtevana su ispitivanja bez razaranja.

2 CILJ ISPITIVANJA

Cilj ispitivanja u fazi 1 je dijagnoza stanja sidara kao osnova za utvrđivanje mogućeg rizika, sa ciljem da eventualne incidentne situacije unapred sprečimo.

Rezultatima ovog ispitivanja [2] obogaćena je baza relevantnih tehničkih podataka, kao osnova za izradu idejnih projekata i studija izvodljivosti, u sklopu sprovođenja revitalizacije i modernizacije Objekta (faza 2) kojima treba da se produži upotrebni vek elektrane za narednih 30 godina.

3 METOD ISPITIVANJA

Metod ispitivanja sidara proistekao je iz pravila struke i oslanja se na principe i pravila za primenu definisana u relevantnoj tehničkoj regulativi. Ispitivanja su, generalno, realizovana kroz: (1) identifikaciju i utvrđivanje sledljivosti izvedenog stanja sa podacima iz raspoložive tehničke dokumentacije; (2) vizuelni pregled krajeva zahtevanog broja geotehničkih sidara, u cilju utvrđivanja stanja zaštitog sloja ankera, ankerih kotvi i krajeva čelika za prednaprezanje; (3) potezanje pojedinih žica na sidrima, kada je to tehnološki ostvarljivo; (4) uzorkovanje čelika za prednaprezanje, gde je to muguće, u cilju utvrđivanja stepena korozije, mesta i tipa eventualnih prekida, mehaničkih i drugih karakteristika.

Realizovana ispitivanja oslanjaju se takođe na procedure i uputstva sertifikovanog sistema menadžmenta kvalitetom Izvođača.

Ispitivanja su realizovana prema Programu Izvođača. Ulazni parametri za izradu Programa ispitivanja sidara trebalo bi da sadrže:

- podatke o tipu, vrsti i broju sidara po konstrukcijama;
- projekat *stalnih* sidara iz koga je moguće da se utvrdi proračunski faktor sigurnosti sidra, relevantni standardi za sidra, upotrebljeni materijali i način antikorozivne zaštite slobodnog i sidrenog dela;
- broj i raspored *probnih* sidara (ukoliko su rađena), sa rezultatima njihovog ispitivanja;
- izvođač radova na izgradnji;
- vreme izgradnje;
- podatke o izmenama u toku građenja, u odnosu na projekat, ukoliko ih je bilo;
- početak eksploatacije objekta;
- «istoriju» Objekta: podaci o intervencijama ili popravkama, od početka eksploatacije do danas, ukoliko ih je bilo;
- broj i raspored *kontrolnih* sidara, sa rezultatima dosadašnjeg praćenja, ako ova sidra postoje i ako su praćene promene sile u njima i
- druge raspoložive tehničke podatke o sidrima i konstrukciji u koju su ugrađena.

4 RASPOLOŽIVI TEHNIČKI PODACI O SIDRIMA

Izvođaču je obezbeđen samo deo neophodne tehničke dokumentacije.

U dostupnoj dokumentaciji nisu pronađeni podaci o tehničkom propisu i/ili standardu po kojima su izvedeni radovi na sidrima. Nisu nađeni podaci o probnim sidrima, kao i da li su ostavljena kontrolna sidra, kod kojih se podrazumeva da je slobodna zona sidara injektirana trajnoplastičnim antikorozivnim materijalom koji obezbeđuje praćenje deformacije slobodnog dela sidra ili da su u sidro, pre zatezanja, ugrađeni merni uređaji. Imajući u vidu da je, prema raspoloživoj dokumentaciji [4], slobodna zona sidara injektirana krutom antikorozivnom zaštitom na bazi cementa, očigledno je da projektom nisu predviđena merenja sile u čeliku za prednaprezanje tokom vremena.

U raspoloživoj dokumentaciji [1], [3] i [4] za *„Mašinsku zgradu i transformatorsko postrojenje“* navedeno je da su oslonci kalote ankerovani BBRV sidrima nosivosti 670 kN, na međusobnom rastojanju od 3,0 m, postavljenim pod uglom od 15^0 nagore, po 24 komada na jednoj i 24 komada na drugoj strani oslonca. Injektiranje je izvršeno cementnom injekcionom smešom spravljenom od cementa i vode (I faza), odnosno sa dodatkom interkreta (faza II i III). Slobodna zona je injektirana posle izvršenog zatezanja ankera (faza IV). Iz grafičkih priloga u [4] nesporno je da se radi o sidrima sa *jednostrukom zaštitom* protiv korozije (danas se koriste dvostruka/trostruka antikorozivna zaštita) koji ne obezbeđuje adekvtnu zaštitu čelika u sidrenoj zoni.

Za sidra ”*Slapišta”* nije bila dostupna tehnička dokumentacija. Podaci iz tenderske dokumentacije [1] daju informaciju da je ugrađeno 316 prednapregnutih ankera tip BBRV, nosivosti od 240 kN do 670 kN čije su dužine 8, 10, 15 i 20 m i da su ankerne kotve sidara ”utisnute u beton”.

Sidra portala ”*Razvodnog postrojenja 220 kV”* nisu predmet Ugovora, ali je ispitivanje realizovano zbog mogućnosti dobijanja podataka o kvalitetu čelika za prednaprezanje i utvrđivanja sila u pojedinim žicama. Nije bila dostupna tehnička dokumentacija o sidrima.

Kao dopunska dokumenta od značaja za ispitivanje i izradu izveštaja, koirišćene su i relevantne publikacije kompanija VSL i BBRV (katalozi sistemi prednaprezanja glatkom žicom relevantnim za vreme izgradne).

5 POSTUPAK ISPITIVANJA

Obimni i složeni radovi ispitivanja i pregleda građevinskih konstrukcija Objekta sprovedeni su u skladu sa Programom i Planom rada [5]. Osiguranje kvaliteta oslanjalo se je na evropske Smernice za menadžment (upravljanje) kvalitetom u projektima (ISO 10006:2003) i Smernice za planove kvaliteta (ISO 10005:2005), odnosno odgovarajuće HRN ISO norme.

Proces ispitivanja realizovan je kroz: (1) pregled raspoložive tehničke dokumentacije; (2) vizuelnu identifikaciju izvedenog stanja i utvrđivanje sledljivosti sa podacima iz raspoložive tehničke dokumentacije; (3) detaljan vizuelni pregled krajeva sidara, u cilju utvrđivanja stanja zaštitog sloja iznad kotve, ankerne kotve i krajeva čelika za prednaprezanje; (4) potezanje pojedinih žica posebno konstruisanom hidrauličnom opremom, gde je to tehnološki ostvarljivo (ovim se utvrđuje da li je obezbeđena sigurnost na otkazivanje sidra za Programom zadatu ispitnu silu od 90% očekivane sile u vreme ispitivanja, odnosno sila pri kojoj pojedina žica u sidru otkazuje – otkazivanje pre postizanja zadate ispitne sile: sila „čupanja“ pojedinih žica); (5) uzorkovanje čelika za prednaprezanje (gde je to moguće) u cilju utvrđivanja stepena korozije i njegovih mehaničkih karakteristika i (6) izradu dokumentovanog završnog izveštaja o ispitivanju [2].

6. REZULTATI ISPITIVANJA

6.1 MAŠINSKA ZGRADA I TRANSFORMATORSKO POSTROJENJE

Kako su zidovi mašinske hale obloženi talasastim limom sidra nisu vidljiva. U sredini hale izvršeno je uklanjanje lima u području dela sidara. Uočene su dve ankerne glave na međusobnom razmaku od 3,0 m. Vizuelnim pregledom je utvrđeno da je ankerisanje oslonaca kalote izvršeno sidrima tip VSL švajcarske kompanije „Losinger“. Ankerne glave kablova zaštićene su epoksidnim malterom i nadvišuju betonsku podlogu za cca 7,0 cm.

Uočeno je procurivanje vode, sa taloženjem kalcifikovanog materijala na mestima ankerovanja, što ukazuje na moguće rastvaranje i ispiranje kalcijum-hidroksida iz cementne injekcione smeše sidara (moguće i iz okolne stenske mase), koje dovodi do smanjenja čvrstoće cementnog kamena. Na ankernom prstenu kotvi i krajevima žica ima tragova korozije. Verovatna su delimična koroziona oštećenja čelika za prednaprezanje u sidru koja se manifestuju kroz smanjenje prečnika. U ovom trenutku ne predstavljaju rizik za otkaz sidara, ali utiču na pad sile u sidru. Procenjuje se da pad sile u sidru, usled korozije čelika, nije veći od 10%. Kako nije postojala mogućnost potezanja jedne ili više žica sidara, nisu vršena ispitivanja sile u sidru. Nije bilo moguće ni uzorkovanje čelika za prednaprezanje.

Zaključak da su sidra u funkciji potvrđuje nepostojanje vidnih oštećenja i deformacija betonske konstrukcije. Činjenica da nema zaglavljivanja krana podržava ovu konstataciju. U cilju dobijanja preciznijih procena neophodnih za statičku proveru konstrukcije u fazi 2, potrebno je uklanjanje lima na celoj konstrukciji i pregled svih sidara.

6.2 SLAPIŠTE

Pregled je obavljen pre i posle spuštanja nivoa vode u slapištu. Položaj sidara u vertikalnim zidovima slapišta utvrđen je po naknadno betoniranim nišama u kojima su glave sidara. Na onim mestima gde je glava sidara bila ogoljena (ne postoji neophodna betonska zaštita ankerne kotve) potvrđeno je da su u pitanju sidra tip BBRV, 12Ø7 mm. U nišama ne postoji armatura koja bi zaštitni sloj betona povezala sa zidovima slapišta. Između zaštitnog betona glave sidra i betona zidova slapišta ne postoji adekvatna veza. Svi krajevi ogoljenih sidara zahvaćeni su korozijom.

Pregledom vertikalnih zidova slapišta, ustanovljen je *otkaz* dva sidra zbog proklizavanja 60% žica sidra. Nije bilo moguće utvrditi istoriju ovih događaja. Žice su probile betonsku zaštitu i vire van ankerne kotve od 5 do 45 cm. Izvršeno je potezenje žice koja viri 45 cm (ima najmanu silu) posebno konstruisanom hidrauličnom presom tip HP 40 (max dopuštena sila 40 kN, dužina 150 mm, radni hod 120 mm).

Povlačenjem je konstatovano njeno proklizavanje pri sili od cca 85% očekivane sile u vremenu ispitivanja. Sve preostale žice imaju silu veću od navedene.

Preostala sidra su u funkciji i/ili smanjenoj funkciji. Verovatna su koroziona oštećenja čelika za prednaprezanje. Ona su izraženija kod sidara koja nemaju zaštitu ankernih glava, kao i kod sidara koja su ispod nivoa vode u slapištu. Procenjuje se da se pad sile u sidrima, usled korozije čelika i/ili ankernih kotvi, kreće u opsegu od 10% (sidra iznad nivoa vode sa betonskom zaštitom glave sidra) do 50% (sidra u nivou/ispod nivoa vode bez betonske zaštite ankerne glave sidra). Posebno su ugrožena sidra na kojima ne postoji zaštita ankernih kotvi (nisu betonirane niše).

U fazi 2 projekta revitalizacije HE "PIVA" potrebno je izvršiti statičku proveru konstrukcije slapišta za slučaj smanjenja broja sidara do 30%.

6.3 RAZVODNO POSTROJENJE 220 KV

Svaki od tri portala *Razvodnog 220 kV* postrojenja vezan je za stensku masu sa četiri geotehnička sidra tip BBRV, 12Ø7 mm.

Na portalu broj 1 utvrđen je *potpuni otkaz* donjeg sidra na desnoj strani portala. Na ovom sidru ne postoji betonska zaštitna obloga i 6 žica viri van ankerne kotve cca 1,0 m. Izvršeno je potezenje dve žice posebno presom tip HP 40. Pokretanje žica ostvareno je silom koja iznosi cca 25% očekivane sile u vremenu ispitivanja. Utvrđeno je mesto prekida na 3,55, odnosno 3,75 m od čela kotve. Prekid je unutar betonskog preseka portala.

Izvršeno je uzorkovanje žice i njihovo ispitivanje u Laboratoriji za ispitivanje metala Instituta IMS u skladu sa «Pravilnikom o tehničkim normativima za žice, šipke i užad za prednaprezanje konstrukcija» (Sl. list SFRJ br. 41/85) i relevantnim standardima koji iz njega proističu. Dobijeni rezultati ukazuju da se radi o čeliku karakteristične prekidne čvrstoće od 1670 N/mm^2. Rezultati odgovaraju propisanim vrednostima iz Pravilnika, izuzev minimalnog odstupanja modula elastičnosti. Prečnik je u granicama propisanog. Na uzorcima su mestimično uočeni veći korozioni pitinzi. Takođe je izvršeno metalografsko ispitivanje uzorkovane žice. Mikrostruktura poprečnog i podužnog preseka odgovara očekivanoj strukturi čelika za prednaprezanje.

7. ZAKLJUČAK

Rezultati ispitivanja geotehničkih sidara su, zajedno sa rezultatima ostalih ispitivanja građevinskih konstrukcija, obezbedili kvalitetan i obiman fond tehničkih podataka o Objektu. Imajući u vidu da u prethodnom periodu nisu rađena kompleksna ispitivanja, dobijene rezultate treba smatrati kao „nulto“ stanje. Ispitivanje sidara je izvršeno na relativno malom broju uzoraka. Nije postojala tehnološka mogućnost ispitivanja sile i stvarnog stepena korozije aktivnog i sidrenog dela. Direktno je bilo moguće utvrditi samo stanje krajeva sidara (ankerna kotva, krajevi žica, zaštita kotve). Eksplicitno je utvrđen totalni „otkaz“ samo jednog sidra – portal 1 „Razvodnog postrojenja 220kV“. Delimični „otkazi“ utvrđeni su samo kod dva sidra „Slapišta“ (ova sidra se mogu tretirati kao adheziono prednapregnuta, sa umanjenim silama). U donošenju dela zaključka, kada se za neke činjenice nije mogla utvrditi eksplicitna dijagnoza stanja, korišćeni su *logički prilaz* - tehnička logika, „*logički alati”* (sistem analogije, sistem indukcije, sistem dedukcije i isključivanje putem sistema premisa) i ekspertska znanja kompetentnih stručnjaka iz ove oblasti, a u cilju utvrđivanja dela dijagnoze stanja i uzročno-posledičnih veza između konstatovanog stanja i događaja koji je izazvao to stanje. Pri proceni pouzdanosti Objekta, pored procene stanja geotehničkih sidara, mora se uzeti u obzir i utvrđeno stanje betonske konstrukcije, čiji su sastavni konstruktivni deo sidra. Na konstrukcijama *Mašinske zgrade i transformatorskog postrojenja, Slapišta i Razvodnog postrojenja 220 kV* ne uočavaju se oštećenja betona i deformacije konstrukcija, kao posledica otkazivanja sidara ili značajnijeg smanjenja njihove nosivosti. Iz ovoga se implicitno može zaključiti da je većina sidara u funkciji. Preporuka je da se u fazi 2 realizacije projekta revitalizacije sprovedu odgovarajući proračuni sa predloženom smanjenom nosivošću sila u sidrima (imajući u vidu verovatno smanjeni koeficijenat sigurnosti i dalju vremensku degradaciju čelika za prednaprezanje) i na osnovu toga izvrše, ako je to potrebno, dodatna osiguranja konstrukcija, koja bi obezbedila produženje veka eksploatacije Objekta za zahtevanih 30 godina.

Napomena: Rezultati rada proističu iz istraživačkog procesa u okviru Projekta TP–1901 «Istraživanje, razvoj i primena metoda i postupaka ispitivanja, kontrolisanja i sertifikacije nemetaličnih građevinskih proizvoda, otpadnih materijala i upravljanje rizikom u skladu sa međunarodnim standardima», koji finansira Ministarstvo za nauku i tehnološki razvoj.

8. LITERATURA

[1] Tenderska dokumentacija: ODELJAK 2: TEHNIČKE SPECIFIKACIJE, Deo 2/1: Ispitivanje gradjevinskih objekata, 2009. godina

[2] IGH – IMS: Condition Assessment Report on Testing of Civil Structures of Piva HPP, November 2009

[3] «Glavni projekat HE Mratinje – Strojarnica i kranska staza», Inženjerski biro – Elektroprojekt Ljubljana, 1969. godina

[4] «Simpozijum o izgradnji HE Mratinje», Prikaz tehnologije iskopa podzemnih postrojenja za HE Mratinje, poglavlje Osiguranje iskopanih površina i ankerisanje oslonaca kalote kaverne mašinske zgrade, sgitj, maj 1974. godina, Nikšić

[5] Barišić, E. Balagija, A., Osiguranje kvaliteta i organizacija složenih istražnih radova građevina HE PIVA, februar 2010, GNP 2010, Žabljak

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Branko Šavija[1], Mira Petronijević[2], Marija Nefovska-Danilović[3]

MODALNA ANALIZA RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA PRIMENOM METODE SPEKTRALNIH ELEMENATA

Rezime:

Dinamička analiza ramovskih konstrukcija u frekventnom domenu ima niz prednosti. Za gredne elemente mogu se primeniti spektralni elementi čija je dinamička matrica krutosti frekventno zavisna, dobijena rešavanjem diferencijalne jednačine štapa. U njoj su, pored elastičnog dela, sadržani i inercijalni deo i prigušenje. U radu su prikazane teorijske osnove metode spektralnih elemenata, i primena ove metode u modalnoj analizi ramovskih konstrukcija. Prikazano je poređenje dobijenih rezultata sa rezultatima dobijenim primenom metode konačnih elemenata.

Ključne reči: Frekventni domen, spektralni elementi, modalna analiza

MODAL ANALYSIS OF FRAME STRUCTURES USING SPECTRAL ELEMENT METHOD

Summary:

Dynamic analysis of frame structures can be done with special advantage in the frequency domain. The beam elements can be modeled using spectral elements with frequency dependant dynamic stiffness matrices, satisfying the wave equation. The dynamic stiffness matrices of these elements contain not only elastic but also inertial and damping terms. In this paper the formulation of the spectral element method is briefly presented. Its use in modal analysis of frame structures is then considered. The results obtained are then compared to those obtained using the finite element method.

Key words: Frequency domain, spectral elements, modal analysis

[1] dipl. građ.inž, student doktorskih studija, Građevinski fakultet, Beograd

[2] Dr, Vanredni profesor, Građevinski fakultet, Beograd

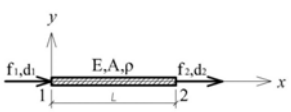
[3] Mr, Asistent, Građevinski fakultet, Beograd

1.1. UVOD

Za dinamičku analizu ramovskih konstrukcija najčešće se primenjuje metoda konačnih elemenata u vremenskom domenu. Pri tome je najčešće u upotrebi postupak u kome se vrši zamena raspodeljenih masa direktno koncentrisanim masama u čvorovima mreže konačnih elemenata. U praksi se pokazalo da je, u određenim slučajevima, za dobijanje rezultata dovoljne tačnosti, potrebno primeniti veliki broj konačnih elemenata, što smanjuje brzinu i efikasnost proračuna, odnosno povećava utrošak računarskog vremena. Dinamičku jednačinu kretanja MKE moguće je, primenom Fourier-ove transformacije, prevesti iz vremenskog u frekventni domen. Posmatrani problem se rešava u frekventnom domenu i na kraju se, primenom inverzne Fourier-ove transformacije, rezultati proračuna vraćaju iz frekventnog u vremenski domen. Metod konačnih elemenata se može primeniti i u vremenskom i u frekventnom domenu, tako što se formiraju matrice prigušenja *C*, matrice masa *M* i matrice krutosti *K* elemenata, odnosno sistema elemenata. Međutim, za gredne elemente je moguće formulisati spektralni element koji ima frekventno zavisnu dinamičku matricu krutosti, dobijenu iz tačnog rešenja diferencijalne jednačine štapa. Ovako dobijena dinamička matrica krutosti sadrži, pored elastičnog dela, i inercijalni deo i prigušenje. Masa elementa je kontinualno raspodeljena. Na ovaj način je moguće modelirati geometrijski uniforman element ramovske konstrukcije samo jednim spektralnim elementom, tj. nije potrebna podela elementa konstrukcije na veći broj konačnih elemenata radi postizanja veće tačnosti rešenja. Takođe se može uzeti u obzir i uticaj deformacije smicanja i rotacione inercije na odgovor konstrukcije, primenom spektralnog elementa Timoshenko-ve grede, što je posebno značajno kod pobuda visoke frekvencije, kao i kod konstrukcija čiji je poprečni presek takav da im je odnos *b/h* veliki (zidna platna). U radu su prikazane osnove metode spektralnih elemenata i njihova primena u modalnoj analizi ramovskih konstrukcija.

1.2. DINAMIČKE MATRICE KRUTOSTI SPEKTRALNIH ELEMENATA

1.2.1. Spektralni element dinamički aksijalno napregnutog štapa



Slika 1 - Spektralni element dinamički aksijalno napregnutog štapa sa označenim čvornim stepenima slobode i osnovnim geometrijskim i materijalnim karakteristikama. Spectral bar element with nodal degrees of freedom and basic geometrical and material characteristics.

Parcijalna diferencijalna jednačina kretanja za dinamički aksijalno napregnut štap može se prikazati u obliku:

$$\frac{E}{\rho}\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} \tag{1}$$

U jednačini je E Young-ov moduo elastičnosti a ρ gustina materijala. Rešavanjem diferencijalne jednačine mogu se odrediti vrednosti talasnog broja k:

$$k_1 = \sqrt{\frac{\rho}{E}\omega^2}$$

$$k_2 = -\sqrt{\frac{\rho}{E}\omega^2}$$

(2)

Jasno je da vrednosti talasnih brojeva zavise od karakteristika štapa i vrednosti kružne frekvencije ω. Rešenje jednačine (1) moguće je iskazati kao linearnu kombinaciju eksponencijalnih funkcija $e^{ik_i x}$:

$$\tilde{u}(x) = \overline{A}e^{ik_1 x} + \overline{B}e^{ik_2 x} \tag{3}$$

U jednačini (3) sa $\tilde{u}$ označena je kompleksna amplituda pomeranja u pravcu lokalne x ose elementa (slika 1), a $\overline{A}$ i $\overline{B}$ su nepoznati koeficijenti.

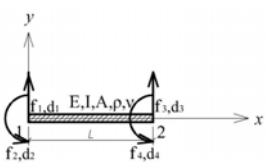
Nepoznate koeficijente iz jednačine (3) moguće je odrediti iz graničnih uslova na krajevima štapa. Na taj način dobija se veza između pomeranja duž elementa i pomeranja u čvorovima elementa. Funkcije oblika (engl. shape functions) su za spektralne elemente frekventno zavisne:

$$\{u\} = [N_u]\{d\} \tag{4}$$

Matrica funkcija oblika dinamički aksijalno napregnutog spektralnog elementa ima oblik:

$$[N_u] = \begin{bmatrix} \dfrac{-e^{ik_1 x}e^{ik_2 L} + e^{ik_2 x}e^{ik_1 L}}{-e^{ik_2 L} + e^{ik_1 L}} & \dfrac{e^{ik_1 x} - e^{ik_2 x}}{-e^{ik_2 L} + e^{ik_1 L}} \end{bmatrix} \tag{5}$$

1.2.2. Spektralni element Euler-Bernoulli-jeve grede



Slika 2 - Spektralni element dinamički napregnute Euler-Bernoulli-jeve grede sa označenim čvornim stepenima slobode i osnovnim geometrijskim i materijalnim karakteristikama. Spectral Euler-Bernoulli beam element with nodal degrees of freedom and basic geometrical and material characteristics.

Parcijalna diferencijalna jednačina kretanja za dinamički napregnut Euler-Bernoulli-jev gredni element:

$$EI\frac{\partial w^4(x,t)}{\partial x^4} = -\rho A\frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} \tag{6}$$

U jednačini je E Young-ov moduo elastičnosti, I moment inercije poprečnog preseka, a ρ gustina materijala. Rešavanjem diferencijalne jednačine mogu se odrediti vrednosti talasnog broja k:

$$\begin{aligned} k_{1,2} &= \pm\sqrt[4]{\frac{\rho A\omega^2}{EI}} \\ k_{3,4} &= \pm i\sqrt[4]{\frac{\rho A\omega^2}{EI}} \end{aligned} \tag{7}$$

Vrednosti talasnih brojeva zavise od karakteristika štapa i vrednosti kružne frekvencije ω. Rešenje jednačine (7) moguće je iskazati kao linearnu kombinaciju eksponencijalnih funkcija $e^{ik_i x}$:

$$\tilde{w}(x) = \overline{A}e^{ik_1 x} + \overline{B}e^{ik_2 x} + \overline{C}e^{ik_3 x} + \overline{D}e^{ik_4 x} \tag{8}$$

U jednačini (8) sa $\tilde{w}$ označena je kompleksna amplituda pomeranja u pravcu lokalne x ose elementa (slika 2), a $\overline{A}, \overline{B}, \overline{C}$ i $\overline{D}$ su nepoznati koeficijenti, koji se mogu odrediti iz graničnih uslova.

Izraz koji definiše polje pomeranja u funkciji čvornih stepeni slobode (pomeranja čvorova-vektora $\{d\}$) i funkcija oblika $[N]$ je:

$$\begin{Bmatrix} w(x) \\ \theta(x) \end{Bmatrix} = \left[\tilde{N}^e\right]\{d\} \tag{9}$$

Funkcije oblika Euler-Bernoulli-jevog grednog elementa, kao i dinamički aksijalno napregnutog spektralnog elementa, su frekventno zavisne. Zbog toga što kružna frekvencija ω može imati vrednost od 0 do beskonačno, ovako formulisan element ima beskonačno stepeni slobode. Takođe, pošto funkcije oblika predstavljaju tačna rešenja odgovarajućih diferencijalnih jednačina, kao rezultat se dobijaju tačne vrednosti pomeranja i unutračnjih sila duž elementa.

Sličnim postupkom moguće je odrediti dinamičku matricu krutosti Timoshenko-ve grede, koja uzima u obzir uticaj deformacije smicanja i rotacione inercije na odgovor konstrukcije. Dinamička matrica krutosti sistema dobija se postupkom *assembling*-a, koji je poznat u metodi konačnih elemenata.

2.1. PRIMENA METODE SPEKTRALNIH ELEMENATA U MODALNOJ ANALIZI RAMOVSKIH KONSTRUKCIJA

Kao što je poznato, sopstvene frekvencije konstrukcije određuju se rešavanjem frekventne jednačine koja ima oblik:

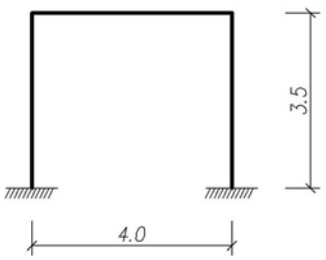
$$K(\omega)\cdot q = 0 \tag{10}$$

Da bi ova jednačina imala netrivijalno rešenje, potrebno je da determinanta matrice $K(\omega)$ bude jednaka nuli. Na taj način određujemo sopstvene frekvencije konstrukcije - to su one veličine ω za koje je ispunjen uslov $\det(K(\omega)) = 0$.

Zbog toga što, za razliku od MKE, metoda spektralnih elemenata uzima u obzir kontinualno raspodeljenu masu, pretpostavlja se da su rešenja dobijena na ovaj način veće tačnosti. Na jednostavnom numeričkom primeru dato je poređenje rezultata dobijenih primenom metode spektralnih elemenata, i primenom MKE. Posmatrani su slučajevi Euler-Bernoulli-jevog i Timoshenko-vog spektralnog grednog elementa.

2.1.1. PRIMER

Posmatra se jednospratni jednobrodni betonski ram, čije su geometrijske karakteristike i karakteristike materijala date na slici.



Karakteristike materijala	
ρ	2400 kg/m³
E	20 kN/m²
ν	0,1500

Geometrijske karakteristike			
Stubovi		Grede	
b	20 cm	b	23 cm
d	30 cm	d	40 cm
A	600 cm²	A	920 cm²
I	45000 cm4	I	122666,67 cm4

Slika 3 – Geometirjske i materijalne karakteristike rama. Geometrical and material characteristics of the frame.

Svojstvene frekvencije rama određene su primenom Euler-Bernoulli-jevog spektralnog grednog elementa, primenog Timoshenko-vog spektralnog grednog elementa, i primenom komercijalnog programskog paketa SAP2000, koji koristi metod konačnih elemenata. Kako metod spektralnih elemenata uzima u obzir kontinualno raspodeljenu masu, moguće je odrediti beskonačan broj sopstvenih frekvencija konstrukcije, za razliku od MKE. Ovde je posmatrano samo prvih šest tonova oscilovanja konstrukcije. Prikazano je, takođe, kako „progušćenje“ mreže konačnih elemenata u programu SAP2000 utiče na povećanje tačnosti dobijenih rezultata. U narednim tabelama prikazani su rezultati proračuna.

Tabela 1 - Sopstvene frekvencije rama određene primenom metode spektralnih elemenata. Eigenfrequencies of the frame obtained using spectral element method.

ton	Spektralni element		Spektralni element		Razlika (%)
	Euler-Bernoulli		Timoshenko		
	f (Hz)	ω(rad/s)	f (Hz)	ω(rad/s)	
1	9,31	58,50	9,21	57,87	1,07
2	37,16	233,48	36,44	228,96	1,94
3	69,60	437,31	67,03	421,16	3,69
4	70,99	446,04	67,94	426,88	4,30
5	122,23	767,99	117,09	735,70	4,21
6	173,43	1089,69	165,77	1041,56	4,42

Tabela 2 - Sopstvene frekvencije rama određene primenom metode konačnih elemenata- SAP2000. Eigenfrequencies of the frame obtained using finite element method- SAP2000.

ton	SAP2000		SAP2000		SAP2000		SAP2000	
	3 elementa MKE		segmenti dužine 0,5 m		segmenti dužine 0,1 m		segmenti dužine 0,01 m	
	f (Hz)	ω(rad/s)	f (Hz)	ω(rad/s)	f (Hz)	ω(rad/s)		
1	8,58	53,91	9,12	57,30	9,12	57,30	9,12	57,30
2	110,81	696,24	36,22	227,58	36,21	227,51	36,21	227,51
3	111,13	698,25	66,52	417,96	66,68	418,96	66,68	418,96
4	181,68	1141,53	67,46	423,86	67,52	424,24	67,52	424,24
5	/	/	117,33	737,21	116,93	734,69	116,91	737,57
6	/	/	164,41	1033,02	165,76	1041,50	165,81	1041,81

Tabela 3 – Poređenje rezultata dobijenih primenom metode spektralnih elemenata i MKE. Comparison of the results obtained using the spectral element method and FEM.

ton	Spektralni element		Konačni elementi (0,01m)	Razlika (%)	
	EB f (Hz)	T f (Hz)	SAP2000 f (Hz)	EB/SAP2000	T/SAP2000
1	9,31	9,21	9,12	2,04	0,98
2	37,16	36,44	36,21	2,56	0,63
3	69,60	67,03	66,68	4,20	0,52
4	70,99	67,94	67,52	4,89	0,62
5	122,23	117,09	116,91	4,35	0,15
6	173,43	165,77	165,81	4,39	0,02

Iz rezultata prikazanih u tabeli 1 može se zaključiti da postoje određene razlike u rezultatima dobijenim primenom Euler-Bernoulli-jevog i Timoshenko-vog grednog elementa, iako je u pitanju konstrukcija kod koje poprečni preseci elemenata nisu takvi da je odnos b/h veliki. Jasno je da se ove razlike, u procentualnom smislu, povećavaju sa porastom frekvencije.

Iz tabele 2 primećuje se da se vrednosti sopstvenih frekvencija konstrukcije dobijene primenom MKE razlikuju od onih dobijenih primenom spektralnih elemenata, ali da ova razlika opada sa povećanjem konačnih elemenata primenjenih u modeliranju konstrukcije. Ovo, međutim, znači da je potrebno značajno povećati utrošak računarskog vremena, i time znatno usporiti proračun.

Kako konačni element u programu SAP2000 uzima u obzir uticaj deformacije smicanja, razumljivo je da je veće slaganje pokazao sa rezultatima dobijenim primenom spektralnog elementa zasnovanog na Timoshenko-voj teoriji. U tabeli 3 dato je poređenje rezultata.

Iako se može zaključiti da se progušćenjem mreže konačnih elemenata mogu dobiti rezultati koji su približni onima dobijenim primenom metode spektralnih elemenata, mora se istaći da ovo ima određenu cenu. Naime, posmatran je jednostavan ram, koji se modelira sa svega 3 spektralna gredna elementa. Nasuprot tome, ako se posmatraju najtačniji rezultati dobijeni primenom MKE (mreža od 0,01m), upotrebljeno je čak 1100 konačnih elemenata. Da je u pitanju složenija i veća konstrukcija, ovaj broj bio bi i značajno veći. Ovu činjenicu treba prihvatiti sa rezervom: naime, već sa konačnim elementima dužine od 1m dobija se dobro poklapanje (u smislu inženjerske tačnosti) dobijenih rezultata za niže tonove, konkretno za prvih 5 tonova. Poznato je da na dinamički odgovor konstrukcije najviše utiču niži tonovi, tako da je ovo, inženjerski, sasvim zadovoljavajuće. Ovo, međutim, nije dovoljno kada se rešavaju neki specijalni problemi, gde su pobude više frekvencije nego što je to uobičajeno kod građevinskih konstrukcija. Sa porastom frekvencije oscilovanja, trebalo bi upotrebiti sve više i više konačnih elemenata za postizanje odgovarajuće tačnosti. Sve ovo nam govori o očiglednim prednostima primene metode spektralnih elemenata, posebno uz korišćenje Timoshenko-vog grednog elementa.

LITERATURA

[1] B. Šavija, „*Dinamička analiza ramovskih konstrukcija u frekventnom domenu primenom metode spektralnih elemenata“,* Diplomski rad, Građevinski fakultet u Beogradu, 2009., Beograd

[2] D. Penava, *„Vibration analysis of frame structures using spectral element method“*, Magistarski rad, Građevinski fakultet u Beogradu, 2008., Beograd

[3] T. Black, *„Spectral analysis of bars, beams, and Levy plates“*, Magistarski rad, 2005. Blacksburg, Virginia

[4] M. Petronijević, G. Schmid, „*Metode linearne dinamičke analize sistema tlo-objekat“*, Izgradnja, 2008., Beograd

[5] M. Nefovska-Danilović*, „Matlab program za dinamičku analizu ramovskih konstrukcija u frekventnom domenu, primenom metode spektralnih elemenata“,* Beograd

ZAHVALNOST

Ovaj rad je urađen u sklopu Projekta TP 16017 “Razvoj i unapređenje projektovanja građevinskih konstrukcija izloženih seizmičkim i incidentnim dejstvima“, koji je finansiran od strane Ministarstva nauke Republike Srbije.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Enis Sadović[1], Edin Zećirović[2]

UTICAJ KOROZIJE ČELIKA NA ODREĐIVANJE DILATACIJA PREDNAPREGNUTOG NOSAČA

Rezime

Prethodno naprezanje konstrukcija je aktuelno i korisno u inženjerstvu, posebno kod projektovanja mostova. Ipak, sve konstrukcije, uključujući i ove, trpe oštećenja u svom veku usled vremenskih degradacionih efekata, kao što je zamor, tečenje i skupljanje, korozija čelika i betona. Ovaj rad se bavi problemom određivanja ostatka veka prednapregnutih konstrukcija oslabljenih vremenom usled pomenutog fenomena. Granično stanje, korišćeno za proračun, opisuje granicu loma i važno je u teorijskom smislu, ali ne mora biti dostignuto u stvarnosti. Stoga, u eksploatacionom veku može se pretpostaviti linearno elastično ponašanje materijala.

Ključne reči: adheziono prednaprezanje, dilatacije, linearna teorija, korozija čelika

INFLUENCE OF STEEL CORROSION IN ESTIMATION OF STRAINS OF PRESTRESSED CONCRETE GIRDERS

Abstract

Prestressing of concrete structures is very popular and useful in modern engineering, especially in bridge designing. However, all structures suffer from damages in their lifetime due to time-dependant (degradation) effects, such as fatigue, creep and shrinkage, steel and concrete corrosion. This work could be seen in the context of residual lifetime estimation of prestressed structures weakened during time by those phenomena. The ultimate limit state used for design, describes a limit to failure, and is therefore of theoretical importance but should not be reached by a real structures. In serviceability limit state for pre-stressed structures an quasi elastic material response can be assumed.

Key words: pre-tensioning, strains, linear theory, steel corrosion

[1] Dipl. ing. građ., PhD student na Univerzitetu u Nišu, Ambijent doo, Novi Pazar
[2] Dipl. ing. građ., PhD student na Univerzitetu u Nišu, Ambijent doo, Novi Pazar

1 UVOD

Osnovna ideja prethodnog naprezanja je povećanje nosivosti betonskog nosača kreacijom permanentnih napona u konstrukcijskom elementu pre nego što bude izložen bilo kakvom opterećenju [1]. Ovakvi elementi se široko primenjuju u industrijskom građenju, mostogradnji kao prefabrikovani konstrukcijski delovi.

Generalno, upoređujući sa armiranim betonom, prednaprezanje ima dosta prednosti za nosače istih raspona u smislu manjih dimenzija poprečnog preseka, efektivnosti celog betonskog preseka i potrebna je znatno manja količina klasične armature je potrebno da bi se obezbedila potrebna nosivost elementa.

Zajednički metod unošenja sile prednaprezanja u beton je zatezanje čelika visoke čvrstoće, u vidu kablova, kroz beton pre izlaganja opterećenju. Zavisno od vremena betoniranja u odnosu na zetezanje kablova razlikujemo dve najčešće korišćene metode: adheziono i naknadno prednaprezanje. U ovom radu je razmatrana prva metoda. Osnovni princip, koji važi za obe metode, je da superpozicijom napona u sredini raspona proste grede, dobijemo pritisak po celoj visini betonskog preseka.

Naponsku sliku u poprečnom preseku mostovskih i sličnih prednapregnutih betonskih nosača mogu znatno promeniti degradacijski efekti. Prema radu [2], sledeći štetni faktori mogu imati duži vremenski uticaj na nosivost betonskih konstrukcija uopšte:

- korozija usled penetracije hlorida
- korozija usled karbonizacije
- mehanička(mašinska) abrazija
- uticaj soli
- mržnjenje

Korozija čelične armature bitno utiče na mehanička svostva armiranog i prethodno napregnutog betona. Delovanje korozije se odražava:

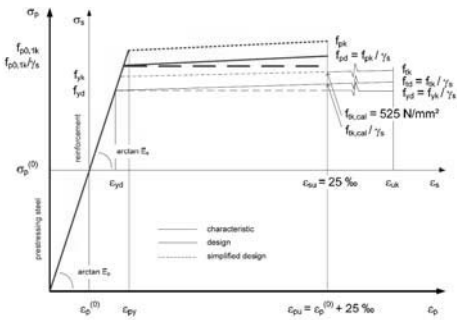
- u gubitku nosivosti konstrukcijskog elementa zbog lokalnog i jednolikog smanjenja poprečnog preseka čelične šipke
- u gubitku nosivosti zbog smanjenja i gubitka prionjivosti između betona i armature
- u gubitku duktilnosti elementa zbog nejednake raspodele poprečnog preseka uzduž dužine šipke i koncentracije naprezanja povezane sa naglim promenama u geometriji.[3]

Upravo zbog toga analizu u ovom radu je ograničena samo na dejstvo korozije čelika za prednaprezanje i to dejstvo na nosivost betonskog grednog nosača. Nosivost konstrukcije u principu može biti analizirana u tri stupnja prema [4].

2 KARAKTERISTIKE MATERIJALA

U bilo kojem načinu prednaprezanja koriste se dva bazična materijala: beton i čelik visoke čvrstoće. Čvrstoća betona se prvenstveno ogleda u krakteristikama sastojaka mešavine, vodocementnog faktora i čvrstoće agregata. Generalno gledano, čvrstoća betona se povećava vremenom. Ovaj spregnuti materijal je izložen fenomenu vremenski zavisnih gubitaka izazvanih tečenjem, skupljanjem, relaksacijom kao i fizičkim deformacijama (ugibima i prslinama). Prsline su očigledna opasnost zbog mogućeg olakšanog pristupa štetnih agenasa armaturi (hloridi, sumpor, kiseline) [5]. Zahvaljujući velikoj pritisnoj čvrstoći betona omogućeno je lakše stvoriti efektivni poprečni presek sa adhezionim prednaprezanjem za razliku od klasičnog armiranja. Najbolji način za ilustrativni opis karakteristika bilo kog

materijala je "σ-ε" dijagram ili dijagram zavisnosti napona i dilatacija (slika 1). Ovakvi dijagrami se dobijaju na osnovu eksperimentalno-laboratorijskoih ispitivanja i mogu se naći u dobro poznatim standardima za proračun konstrukcija [6][7].



Slika 1. "σ-ε" dijagram za klasični i čelik za prednaprezanje [1]

Upoređujući napone i dilatacije čelika za predaprezanje i klasične armature na slici 1. lako je uočiti razliku. U slučaju prednaprezanja postoji inicijalna dilatacija izazvana unošenjem sile prednaprezanja. Prekoračujući granično stanje čelik se ponaša drugačije od betona. On pokazuje karakteristike plastičnosti, a dilatacije rastu uporedo sa malim povećanjem napona do konačnog loma.

3 ODREĐIVANJE DILATACIJA KROZ NUMERIČKI PRIMER

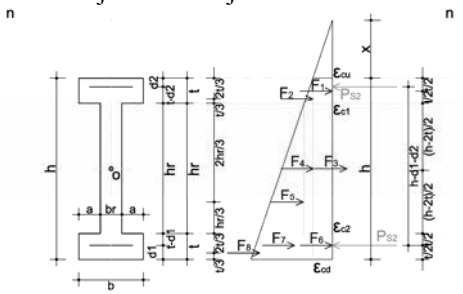
Cilj ovog rada je analiza vrednosti dilatacija u određenom poprečnom preseku grede usled različitih poznatih kombinacija opterećenja. Radi simplifikacije, diskretizovana je i analizirana prosta greda raspona 19.5m. Izabrani profil preseka, uzet iz [8], odgovara „I" obliku poprečnog preseka, koji je čest kod mostovskih konstrukcija. Dilatacije su određivane za ukupno spoljašnje opterećenje, poznate geometrijske i mehaničke karakteristike elementa. Neretko se pribegava pojednostavljenju složenih geometrijskih preseka i usvajanju „T" oblika ili najviše korišćenog pravougaonog preseka radi lakšeg unosa poznatih parametara i obezebeđivanja tačnijih rezultata.

Osnovna pretpostavka o usvajanju linearne teorije ima nekoliko objašnjenja. Većina postojećih konstrukcija je u linearno elastičnom polju, naročito ako je reč o prednapregnutim konstrukcijama. Velike sile prednaprezanja koje se unose u element izazivaju velike napone pritiska koji se zahvaljujući velikoj čvrstoći betona odražavaju kao relativno male dilatacije. Ove dilatacije se poklapaju sa konceptom linearne teorije tj. Hooke-ovim zakonom. Činjenica je da prednapregnute konstrukcije obično ostaju u neispucalom stanju za najveći deo svog životnog veka. Pored ove pretpostavke važi i:

- uslov kompatibilnosti: $\Delta\varepsilon_{p,l} = \varepsilon_{cp.p}$. Dilatacija jedne žice je jednaka dilataciji betona usled sile prednaprezanja
- Bernoulli-jeva hipoteza

U analizi je korišćen poprečni presek u sredini raspona proste grede. Dilatacije su računate iz potrebnog ravnotežnog stanja za koji je razvijen sistem jednačina. Jednačine čine ravnoteža aksijalnih sila, momenata savijanja i odnos dilatacija na gornjoj i donjoj ivici betonskog

preseka. Nepoznati parametar, pored dilatacija ε_{cd} i ε_{cu}, je i položaj neutralne ose x od vrha preseka (slika 2). Matematički problem je rešavan programima Mathematica 4.2 i Maple 8.0 za različito stanje konstrukcije i različite uticaje. Na osnovu ovoga napravljen je opšti algoritam koji upoređuje dobijene rezultate od ukupnog opterećenja sa rezultatima od uticaja korozije armature i grafički interpretira dobijene dilatacije.



Slika 2. Dijagram dilatacija opšteg poprečnog preseka

4 UTICAJ KOROZIJE NA NOSIVOST GREDE

Kada započne proces korozije, nosivost i upotrebljivost konstrukcije je načeta. Posledice korozije armature ogledaju se u tome da može doći do:

– smanjenja preseka i duktilnosti armature
– pucanja i cepanja zaštitnog sloja betona jer zbog ekspanzivnog delovanja rđe dolazi do prekoračenja zatezne čvrstoće betona u okolini čeličnih šipki
– smanjivanja prionjivosti između betona i čelika [9].

Tabela 1- Klasifikacija oštećenja prema CEB-u [10]

	Razine oštećenja				
	A	B	C	D	E
Promjene u boji	hrđa postoji	kao u A	kao u A	kao u A	kao u A
Pukotine	malo uzdužnih	uzdužne, malo poprečnih	opsežne, duge	kao u C	kao u C
Ljuštenje	–	malo	intenzivno	armatura gubi vezu s betonom	kao u D
Smanjenje presjeka armature	–	–5%	–10%	–25%	pop. arm. (vilice) izgubila presjek. Glavna djelomično još postoji
Odlamanje	–	–	–	vjerojatno	prisutno

U tabeli 1 je data klasifikacija oštećenja, a ilustracija ovakvih oštećenja na primeru prednapregnutih konstrukcija je data u radu [11].
Narednim formulama je određena nosivost grede, a ceo postupak može se naći u radu [2] sa obuhvaćenim uticajem korozije u vidu smanjenog poprečnog preseka čeličnih žica.

$$R_{ds} = A_s(t)\,z(t)\frac{f_y}{\gamma_s} \tag{1}$$

$$A_s(t) = \frac{N_s \cdot \pi \left(d_0 - 2d(t)\right)^2}{4} \tag{2}$$

gde je :

R_{ds} nosivost grede na savijanje kada je napon zatezanja decisive

$\gamma_s = 1.15$ parcijalni koeficijent sigurnosti za čelik

$A_s(t)$ površina čelične žice

$z(t)$ krak unutrašnjih sila u trenutku t

N_s broj čeličnih žica

Uticaj degradacije poprečnog preseka armature je numerički implementirana u proračun u vidu formule:

$$p = \frac{A_p}{A_s} \cdot 100\% \tag{3}$$

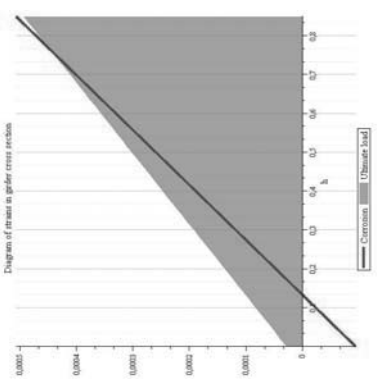
U zavisnosti od uzroka, korozija čelika za armiranje i njen uticaj na presek armature vrlo su različiti. Homogena penetracija korozije je svojstvena karbonatizaciji dok hloridi uzrokuju lokalizovanu koroziju poznatu kao točkasta korozija, koja je uzrok znatnom smanjenju preseka armature.

Prečnik korodirale armature se računa i na sledeći način:

$$\phi = \phi_o - \alpha x \tag{4}$$

gde je α koeficijent zavistan od vrste korozije. Kod homogene korozije kreće se do 2, a kod lokalizovane i do 10 [9].

Verifikacija prethodnih pretpostavki o promenama u naponskom stanju u poprečnom preseku je data na slici 3, gde je sivom bojom predstavljen dijagram dilatacija po visini grede usled totalnog opterećenja, a crvenom linijom krajnja vrednost dilatacija nakon dejstva korozije. Dilatacije skraćivanja na gornjoj ivici su povećane, a dilatacije u donjoj su prešle iz skraćivanja u izduženje, odnosno javio se napon zatezanja.



Slika 3. Dijagram dilatacija "I" profila sa uticajem korozije (k_s=10e-5)

Dijagram je dobijen za projektni period veka konstrukcije od $t = 100 \cdot \gamma$ godina i koeficijent redukcije k_s=10e-5, koji predstavlja srednju vrednost između 10e-4 (najveći nivo korozije) i 10e-6 (minimalni nivo, bez oštećenja). Koeficijent sigurnosti trajanja, koji je ovde uzet γ=2.5, je veoma važan za opis degradacijskog procesa.
Predlog moguće zaštite žica je detaljno dat u [12] gde se predlaže primena inhibitora korozije na bazi amina (migracijskih korozivnih inhibitora) i antikorozivnih materijala.

5 ZAKLJUČAK

Razvoj metoda proračuna trajnosti ove vrste konstrukcija je vođen povećanjem važnosti samog proračuna i načina održavanja poslednjih decenija. Mnogi od postojećih problema trajnosti betonskih konstrukcija su zaobiđeni u sadašnjim standardima, naročito kada je reč o mostovskim konstrukcijama. Degradacioni faktori, od kojih je u ovom radu detaljnije razmatrana korozija čelika, mogu dovesti do većih oštećenja na samim prethodnapregnutim elementima ili celim konstrukcijama. Posledice dejstva korozije mogu biti smanjenje prečnika čeličnih žica, smanjenje duktilnosti a samim tim otpornosti na dinamičke uticaje, cepanje zaštitnog sloja betona, smanjenje adhezije između čelika i betona itd. Ukoliko se ne spreče ili ne saniraju ovakve pojave smanjuju nosivost elementa, što je potvrđeno analizom, koja može dostići stepen loma konstrukcije. Postoji niz mera zaštite koje se tiču metoda proračuna, načina i kvaliteta izvođenja i kvaliteta mera za održavanje prednapregnutih konstrukcija.

LITERATURA

[1] *Concrete engineering and design - Part H* / P. Mark // Lecture notes, Institute of concrete structures, Faculty of civil and environmental engineering Bochum, 2009, Ruhr University Bochum, p. 186.

[2] *Durability Design of Concrete Structures* / A. Sarja, E. Vesikari // Rilem report 14, E & FN Spon, An Imprint of Chapman & Hall, 1996, London, p.165.

[3] *Istraživanje brzine korozije u armiranom betonu* / D. Banić, D. Bjegović, G. Balabanić // Građevinar 59, Volume 2, 2007, str.123-132.

[4] *Remaining service life of corroding structures* / C. Andrade, et al // Proceedings of the IABSE Symposium Durability of Structures, 1989, Lisbon, pp. 359-364.

[5] *Prednapregnuti beton 1* / D. Jevtić // Građevinska knjiga, 1979, Beograd, str. 446

[6] DIN EN 1991-2 (2004): Eurocode 2

[7] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung, 2008, Beuth-Verlag, Berlin.

[8] *Spannbeton* / M. Thomsing, // Grundlagen, Berechnungsverfahren, Beispiele, 3rd edition, Teubner Verlag, 2002, Stuttgart, pp. 31-46.

[9] *Nosivost i uporabljivost armiranobetonskih konstrukcija oštećenih korozijom armature* / D. Grandić, D. Bjegović, J. Radić // Građevinar 52, Volume 3, 2000, str.153-162.

[10] CEB/FIP (1991): CEB-FIP Model Code 1990 (Design Code), Thomas Telford.

[11] *Oštećenja i posledice korozije metala u prednapregnutim betonskim konstrukcijama* / V. Aleksić, M. Arsić, Ž. Šarkočević // Zaštita materijala 46, Volume 4, 2005, str. 35-38.

[12] *Zaštita armature od korozije u armiranobetonskim konstrukcijama* / J. Franciškoviċ // Građevinar 56, Volume 12, 2004, str. 743-748.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Zoran Petrasković[1] *Vladimir Gocevski*[2]

ZIDANE KONSTRUKCIJE I POSEBNI UREĐAJI ZA POVEĆANJE OTPORNOSTI ISTIH U SEIZMIČKIM USLOVIMA

Rezime:

U radu se navode osnovni konstruktivni problemi zidanih konstrukcija i napredni sistemi sa konstruktivnim uređajima koji im podižu sigurnost i trajnost u seizmičkim uslovima. Osim problema adekvatnog numeričkog modeliranja navode se problemi opterećenja u svojoj ravni, upravno na ravan zida, destrukcija veza zidova i veza zidova sa krovnom konstrukcijom, kao i primeri rešavanja istih problema. Primer ponasanja u seizmickim uslovima četvorospratne zgrade ca nosećim zidova od nearmirane zidarije sa i bez uredjaja za povećanje otpornosti na kraju je prikazan i komentiran.

Kljucne reci: Damperi, zemljotres, prigušenje, FE model, numericka analiza

MASONRY STRUCTURES AND SPECIAL STRUCTURAL MECHANISMS FOR IMPROVEMENT OF THEIR SEISMIC STRENGTH

Summary:

The paper describes the basic structural problems encountered in unreinforced masonry structures and the recent advanced structural mechanisms employed in order to insure and upgrade their structural safety. The importance of using appropriate numerical analysis is explained and the effect of the in and out of plane loadings as well as the importance of connections between the various structural elements is further discussed. The seismic behaviour of a four story unreinforced masonry building with and without reinforcing mechanisms is also presented.

Key words: Dampers, earthquake, dumping, FE model, numerical analysis

[1] SISTEM DC90 Co. Ltd., Pukovnika Purića 1/29, 11000 Beograd, Srbija

[2] Hydro-Quebec 855 Ste-Catherine Est, 8th floor Montreal H2L 4P5, (Quebec), Canada

1 UVOD

Zidane konstrukcije su najstarije građevinske konstrukcije koje su i do danas zadržale dominantnu ulogu u rešavaju probelma stanovanja. Kao zdrave ekološke konstrukcije verovatno će još dugo opstati, ali u seizmičkim uslovima zbog svoje velike mase, krutosti i krtosti imaju veliki rizak od potresa. Posle zemljotresa Long Beach 1933 godine u Kaliforniji sa ukazom "Field Act" zabranjena je konstrukcija zgrada sa nosecim zidovima od nearmirane zidarije. Sve do 1984 godine u čitavoj Severnoj Americi samo je Kalifornija na neki način regulisala gradnju ovih tipova konstrukcija. Tek od 1974 godine su Kanada i ostali deo Sjedinjenih Američkih Država u propisima uveli zabranu gradjenja ovih tipova konstrukcija. Prvi ozbiljan priručnik za evaluaciju postojećih zgrada od nearmirane zidarije u Severnoj Americi je FEMA 273 (1992).

Jedan način ojačanja postojećih konstrukcija od nearmirane zidarije je upotreba spregova i dampera SYSTEM DC90 (Z.Petraskovic, 1900 i 1998). U radovima se prikazani osnovni konstruktivni problemi zidanih konstrukcija i napredni sistemi sa konstruktivnim uređajima koji im podižu sigurnost i trajnost u seizmičkim uslovima. Osim problema adekvatnog numeričkog modeliranja navode se problemi opterećenja u svojoj ravni, upravno na ravan zida, destrukcija veza zidova i veza zidova sa krovnom konstrukcijom, kao i primeri rešavanja istih problema. Prva ispitivanja posebnih uređaja-dampera, apsorbera seizmičke energije započeta su još 1989 godine u Institutu za ispitivanje materijala Republike Srbije. Tada (1989.) je i registrovan prvi patent P48040-uređaj za prihvatanje sila i kontrolu deformacija u dva pravca i dva smera, kod Saveznog zavoda za intelektualnu svojinu Jugoslavije. U proceduri ispitivanja seizmickog ponasanja zgrada sa nearmiranom zidarijom mora se uzeti u obzir nelinearno ponašanje zidarije odnosno promena krutosti zidova zbog nastalih pukotina u malteru jos od samog početka zemljotresa. Da bi numeričko simuliranje ponašanja zgrade bilo adekvano analiza mora biti sprovedena sa numeričkim modelima sposobnim da uzmu u obzir degradaciju zidarije tokom zemljotresa. Stanje i karakteristike postojeće zidane konstrukcije mora biti utvrdjeno testovima na licu mesta i laboratoriskim putem testiranjem materjala za concepciju novih zgrada (ako u budućnosti propisi to dozvole). Dinamičke karakteristike postojećih objekata moraju se definisati pomoću merenja ambijentnih vibracija i njihovo uporedjivanje sa rezultatima dobijenih numeričkom analizom zgrade.

2 SISTEM DC90 – KARAKTERISTIKE DAMPERA

Napredni sistemi zidanih konstrukcija sa posebnim uređajima za povećanje sigurnosti na dejstva zemljotresa se neprestano razvijau, a ovde će ukratko biti prikazan Sistem DC90 sa metalnim histerezisnim damperima. Najnovija saznanja sa zemljotresom oštećenih područja ukazuju na potrebu da se detaljno analiziraju ramovski sistemi sa zidanm spunom, kao i same zidane konstrukcije.Elementarna analiza jednog polja spratnih stambenih različitih tipova konstrukcija 3x3 m daje zaključak da je praktično nemoguće, ili bar vrlo teško, obezbediti zajednički rad zidanih i betonskih elemenata. Upoređujući krutost armiranobetonske šajbne debljine 12 cm, a-b rama 25/35 cm, a-b rama ukrućenog dijagonalom sa damperom, istog rama sa zidanom ispunom 25cm, uokvirenog zida sa serklažima i samog zida bez serklaža dobija se sledeći odnos krutosti: 3.31, 0.15, 0.88, 2.12, 1.06, 1.00. Sve to ukazuje na teškoće zajedničkog rada bez posebnih uređaja koji mogu kontrolisati sile i pomeranja. Jedan od načina da se prevaziđe i reši ova situacija je dat u razvoju tehnologije i konstrukcijskog Sistema DC90.

Sistem se sada numerički, eksperimentima u Inovacionoj Laboratoriji DC90 i eksperimentalnim objektima permanentno analizira i istražuje. Osnovne karakteristike uređaja za kontrolu-Dampera su date krivama histerezisnog ponašanjem i dijagramima krivih zamora, t.j. akumuliranje dilatacija u odnosu na broj ciklusa naprezanja.

3 NUMERIČKA SIMULACIJA MODELA ČETVOROSPRATNE ZGRADE NA VIBROPLATFORMI (IZIIS SKOPLJE)

U ovom poglavlju prezentirani su resultati simulacije experimenta na vibroplatformi poput metodom konačnih elemenata. Experimenat uključuje četvorospratnu zgradu od nearmirane zidarije (u razmeri 1:3) izložena cikličnom opterecenju koje simuliše zemljotres. Simulacija ovog experimenta poslužila je Hydro-Kvebeku da potvrdi ispravnost numerickog modela u analizama hidrocentrale Beauharnois nedaleko od Montreala. Nelinearna dinamička analiza upotrebljava metodu "kritičnih ravnina" gde se ortotropni parametri odredjuju procedurom homogenizacije (Gocevski 2007). Orientacija kritične ravnine određuje se maximiziranjem funkcije loma pomoću limitirane analize optimizacije. Linearna Coulomb'ova funkcija loma (F_1) u kombinaciji sa Rankinovom funkcijom preseka u polju zatezanja (F_2) je usvojena:

$$F_1 = \tau + \sigma_n \tan(\varphi) - c_0 = 0;\ F_2 = \sigma_n - \sigma_0 = 0 \tag{1}$$

U formuli τ i σ_n prestavljaju smicanje i komponente normalnog vektora ravni čija orjentacija je definisana normalno na ravan vectora n_i. Znaci:

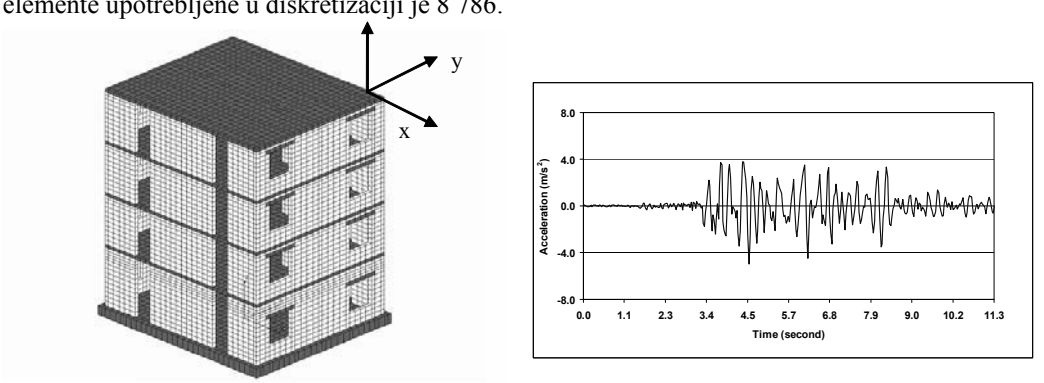
$$\tau = \sigma_{ij} n_i s_j;\ \sigma_n = \sigma_{ij} n_i n_j \tag{2}$$

gde

$$s_i = t_i^s / \left\| t_i^s \right\|;\ t_i^s = (\delta_{ij} - n_i n_j)\sigma_{jk} n_k \tag{3}$$

U jednačini (1), parametri materijala σ_0, φ, i c_0 definisani su orientacionim funkcijama.

Rezultati experimenata su detaljno objasnjeni u izveštaju IZIIS'a (Jurukovski at all 1989). U Slici 1 prestavljena je diskretizacija zgrade konacnim elementima. Ukupan broj 8-node solid elemente upotrebljene u diskretizaciji je 8 786.



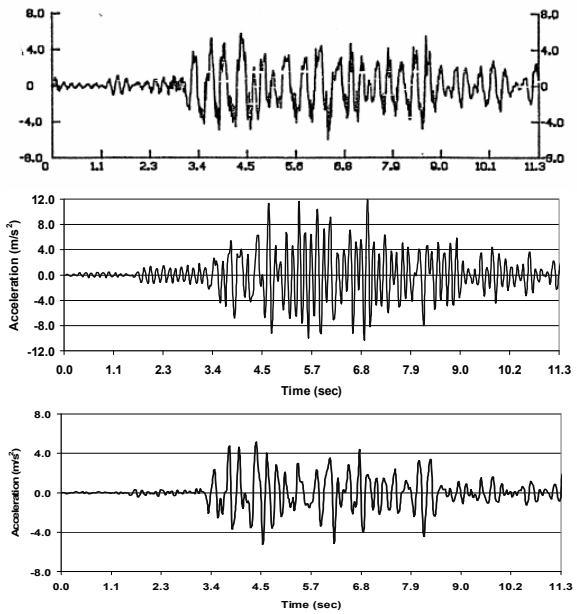
Slika 1. Diskretizacija zgrade konačnim elemenatima i istorija horizontalnog ubrzanja (50.91%g u 4.56 $_{toj}$ sekundi) registrovane u Petrovcu na Moru (Crnogorski zemljotres 1979)

Simulacija experimenata zgrade na vibroplatformi pokazala je da jedino adekvatna nelinearna dinamička analiza (model koji se baziran na konstitutivne relacije odgovarajuće za zidarije) daje dobre resultate. Elastične dinamičke analize ili nelinearne dinamicke analize koje se baziraju na neodgovarajuće kriteriume loma (kao na primer kriteriumi Von Missesa ili Drakera-Pragere) daju netačne rezultate. Slika 2 prestavlja rezultat ubrzanja na četvrtom spratu

(a)

(b)

(c)

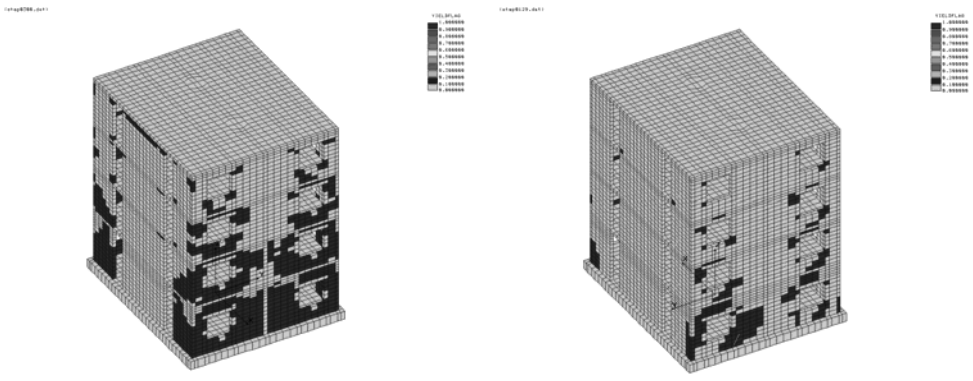


Slika 2 Istorija ubrzanja na 4^{tom} spratu zgrade: (a) dobivena merenjem, (b) simulacija linearnom ili ne adekvatnom nelinearnom (Von-Mizes) analizom, (c) simulacija adekvatnom nelinearnom analizom (Coulomb-critical plane aproach) ; max. ubrzanje tla je 50.91%g , proračunati neadekvatnom i adekvatnom numeričkom analizom i merenim tokom testiranja.

Rezultati pokazuju da su ubrzanja dobivena linearnom ili ne adekvatnom nelinearnom (Von-Mizes) analizom (slika 2b) tri puta veci (12 m/sec^2) od merenih prilikom testiranja (slika 2a) ili dobijeni adekvatnom nelinearnom analizom (slika 2c) koji su oko 4 m/sec^2 .

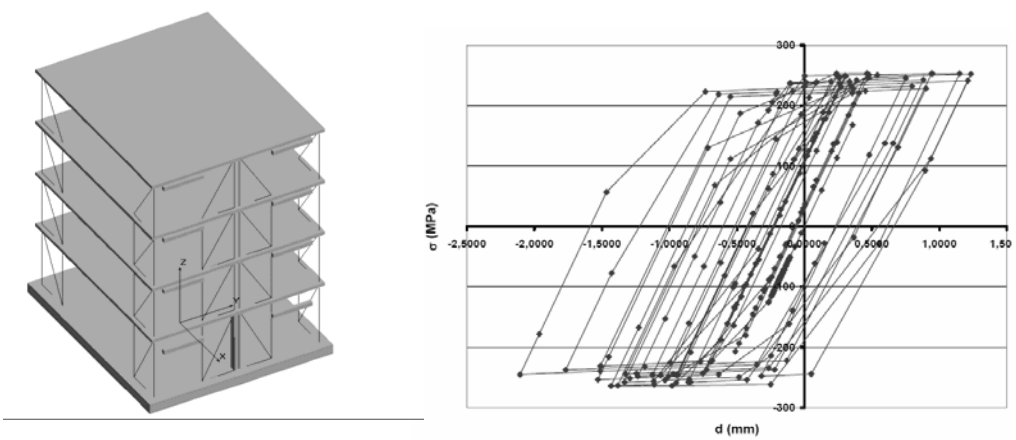
Analizu zgrade sačinjavaju dve etape: prva etapa sastoj se od nelinearne dinamičke analize u kojoj nije uzet u obzir sistem spregova sa damperima u svakoj dijagonali. U drugoj etapi sistem pojačanja (spreg sa damperima) uzet je u analizi. Optimizacija spregova i dampera zbog stalnog menjanja krutosti zidova tokom zemljotresa vršila se metodom **proba-greska** (**trial and error**). Bilo je neophodno ponavljati više puta analizu (probe) menjajući karakteristike dampera i poprečni presek elemenata spregova da bi se našli odgovarajući damperi u svakom spratu. Važno je pomenuti da ako je krutost dampera veća od potrebne onda spreg ne disipira energiju (damper radi u elasticnom polju) ili ako nije dovoljno krut uticaj sprega ne postoji. Potrebna krutost dampera tokom zemljotresa stalno se menja (zbog developiranja pukotina u zidariji) tako da damper mora imati adekvano odredjenu zonu plastičnog tečenja.Na slici 3 prikazani su rezultati analisa zgrade (četvrti pokušaj optimizacije) sa i bez spregova sa

damperima. Spregovi sa damperima su postavljeni po visini jednog raspona (one bay) u svakom zidnom platnu Na slici 4 prikazane su pozicije i forma spregova. Damperi su postavljeni jedino po dijagonalnim elementima svakog sprega. Disipacija energije je adekvatna. Svaki damper sudeći po dobijenim histerezisnim krivama tokom zemljotresa ulazi u plastični domen materjala. Slika 4b prestavlja histerezisnu krivu dampera postavljenu u dijagonali prvog sprata.



(a) (b)

Slika 3. Prikaz pukotine u zidova Tamne povrsine prestavljaju zidaiju u kojoj ima mikro i makro pukotine : (a) zgrada bez pojačanja, (b) zgrada ojačana spregovima i dampera



(a) (b)

Slika 4. Pozicije i forma spregova (a) i dobivenu histerezisnu krivu tokom zemljotresa u damperu prvog sprata (deformacije "d " su za damper experimenatalnog modela)



Sl.5. Zavarivanje armaturnih elemenata dijagonale za telo Dampera na objektu MDS-P+4 u Požarevcu.

Na gornjoj slici je prikazan detalj veze dijagonala sa damperom-sreklaž na četvorospratnoj zidanoj konstrukciji koja je pojačana Sistemom DC90.

4 KOMENTARI

Glavni cilj ovog rada je familizacija sa SISTEMOM DC90, i njegovu pozitivnu funkcionalnost upotrebom u zgradama gradjenih nearmiranom zidarijom. Iako propisi zasad ne dozvoljavaju gradjenje ovog tipa zgrada autori su mišljenja da je poželjno otvoriti diskusiju o mogućnosti gradjenja novih zgrada ovog tipa ako se primeni (upotrebi) adekvatni system disipacije seizmičke energije. Sistem može biti jedino rešenje u adekvatnom ojačanju postojećih zgrada ovog tipa. Metodologija numeričke analize primenjene ovde uključuje identifikaciju parametara upotrebljenih materjala kao funkcije u metodi kriticne ravnine bazirane na proceduri homogenizacije. Mogućnosti ove metode potvrđena je dobijenim rezultatima testova na vibroplatformi. Ranije studije pokazale su da se projektant može osloniti sa visokim procentom pouzdanosti na rezultate dobijene ovom metodom.

REFERENCE

[1] Gocevski V., 2007. Centrale de Beauharnois – Analyse et confortement sismique de l'enveloppe de la centrale. *Rapport D'avant-projet, Hydro-Québec Unité Structure, RPOOW 12242 001 – STR. (2)*

[2] Jurukovski D., Tashkov Lj., Petkovski M. & Mamucevski D. 1989. Basic and applied research study for seismic modeling of mixed reinforced concrete masonry buildings. *Report IZIIS 8975. Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IEEES), Skopje.*

[3] Petrašković, Z.: Seizmička izolacija zgrada, *, Saopštenje IMS, Beograd, 1998., str. 17-28.*

[4] Petrašković, Z.: Istraživanje i razvoj konstrukcijskih sistema, *Uvodni referat na skupu u IMS-u povodom ispitivanja Sistema DC90, Institut IMS, Beograd, 1990.*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Z. Petrašković [1], D. Šumarac[2]

NISKOCIKLIČNI ZAMOR ELEMENATA GRAĐEVINSKIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

Konstrukcije u zemljotresnim uslovima izložene su niskocikličnom zamoru i značajnom akumuliranju dilatacija u toku nekoliko jakih cikličnih opterećenja. Zavisnost ukupno akumulirane dilatacije od broja ciklusa u polju malog broja ciklusa je nedovoljno istražena, te se u ovom radu iznose rezultati sopstvenih istraživanja, a posebno rezultati istraživanja niskocikličnog zamora posebnih uređaja Dampera-amortizera seizmičke energije. U ovom polju rada građevinskih konstrukcija od svega nekoliko ciklusa do kolapsa ne važi poznata zavisnost između akumuliranih dilatacija i broja ciklusa koju je definisao zakon Manson.

Ključne reči: Zamor, seizmika, histeresis, akumulirana dilatacija, broj ciklusa

LOW-CYCLIC FATIGUE OF BUILDING CONSTRUCTION ELEMENTS

Summary:

Construction in seismic conditions exposed to low-cyclic fatigue and significant accumulation of dilatation within a few severe cyclic loading. Dependence of total accumulated dilatations on the number of cycles in the field of small number of cycles is not sufficiently explored, so in this paper are presented the results of our own research, especially results of research for low-cyclic fatigue of special devices Dampers-seismic energy absorbers. In this field of building constructions of only a few cycles to collapse does not apply well-known addiction between accumulated dilatation and number of cycles defined by Manson low.

Key words: Fatigue, seismic, histeresis, accumulated dilatation, number of cycles

1 *Istraživačko-proizvodni centar Sistem DC 90, Pukovnika Purića 1/29, 11000 Beograd, Srbija, e-mail: dc90@eunet.rs*

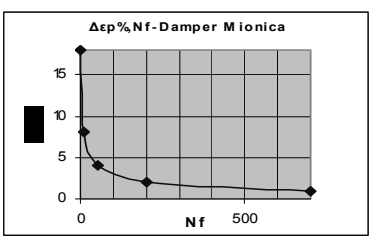
2 *Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar Kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, Srbija, e-mail: sumi@eunet.rs*

1. UVOD

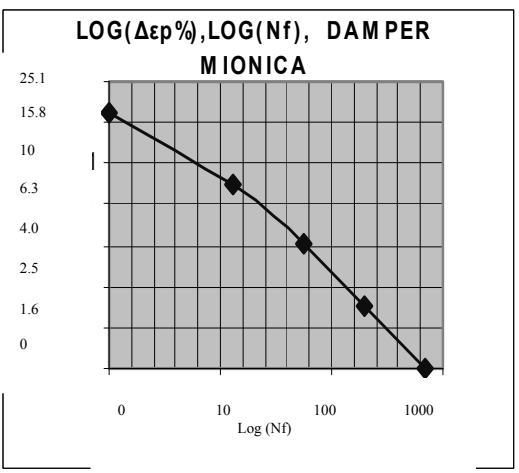
Prilikom zemljotresa neizbežan je rad konstrukcije u vanelastičnoj oblasti. Brzina akumuliranja dilatacije u odnosu na broj ciklusa je od bitnog značaja za razumevanje rada konstrukcije. Obično se kaže da pada krutost objekta koja prethodi lomu i kolapsu konstrukcije ili elemenata konstrukcije. Menjaju se dinamičke karakteristike konstrukcije kao celine u zavisnosti od histerezisnog ponašanja pojedinih elemenata konstrukcije. Histerezisno ponašenje elemenata konstrukcije od betona, čelika, drveta, opeke ili histerezisno ponašanje tla na ciklična pomeranja je vrlo složeno. Tokom zamora materijala razmatra se pojam akumuliranja dilatacije i broj ciklusa. Ova dva parametra definišu preostali kapacitet konstrukcije do momenta loma.

2. TESTIRANJE DAMPERA SISTEMA DC 90

Za potrebe projektovanja i razvoja metalnih histerezisnih Dampera Sistema DC90 vršena su mnogobrojna ispitivanja. Ispitivanja su vršena u laboratorijama Građevinskog Fakulteta u Ljubljani, Instituta VTI u Žarkovu i Inovacionoj laboratoriji Sistema DC 90 u Boleču.
Daje se prikaz rezultata testiranja dampera tipa Mionica



Sl.1.



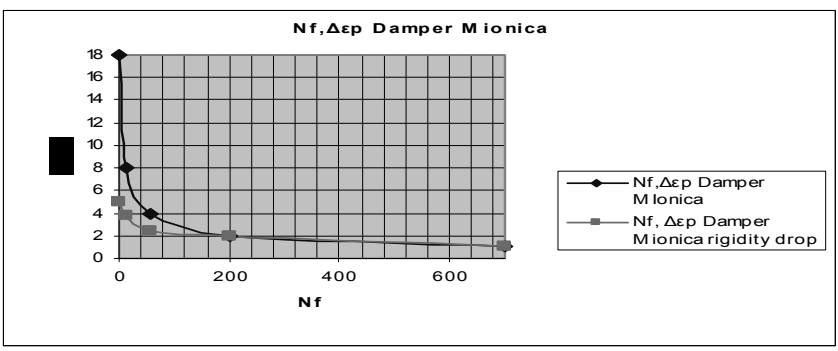
sl.2.

Sl.1.Dijagram akumulirana dilatacija-broj ciklusa za Damper tipa Mionica, Sl.2.Dijagram u logaritamskoj skali akumulirana dilatacija-broj ciklusa za Damper tipa Mionica



Sl.3. Aktuator kapaciteta sile +-20 kN,frekvence F=15 Hz i pomeranja +- 30 mm.u laboratoriji Inovacionog centra Sistem DC 90 u Boleču

Na dijagramima sl.1. i sl.2. vidi se zavisnost broja ciklusa i akumulirane dilatacije. Površina ispod krive do apcise je polje primene dampera. Polje iznad krive do ordinade je polje kolapsa Dampera. Kriva se koristi kod numeričkog modeliranja rada Dampera kada se definiše histerezisna kriva. Autori ne poznaju komercijalne programe za numeričku nelinearnu dinamičku analizu koji uzimaju efekat zamora u polju maloga broja ciklusa u funkciji broja ciklusa i akumulirane dilatacije.

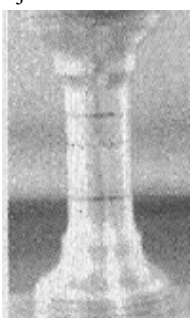
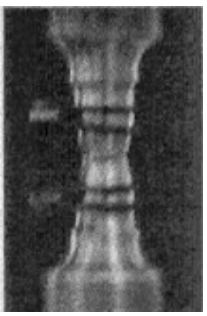


Sl.4.Zona ojačanja Dampera tipa Mionica.

3. POLJE OJAČANJA I PAD KRUTOSTI DAMPERA TIPA MIONICA

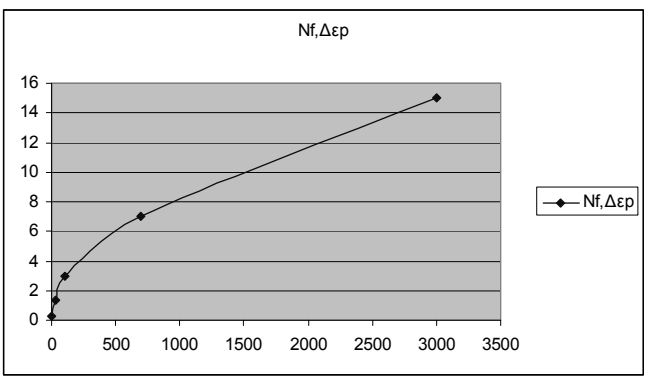
U procesu nagomilavanja-akumuliranja dilatacija posle procesa ojačanja (polje plastičnog rada ispod niže krive nrive Nf,ε do apcisne ose) dampera dolazi do procesa pada krutosti (za iste dilatacije realzuje se manja sila). To polje je definisano površinom između gornje i donje krive Nf,ε. Polje iznad gornje krive Nf,ε i ordinatne ose je polje loma-kolapsa Dampera, sl.4.

Drugi istraživači obavili su ispitivanje zamora na uzorcima-epruvetama od čelika S275 koja su priložena u nastavku radi upoređivanja sa testovima obavljenim na damperima DC90.

Δε=1% *Δε=3%* *Δε=5%*

Sl.5. Testirani uzorci sa različitim ampltudama Δε.



Sl.6. Dijagram Nf, Δεp za običan uzorak od čelika S275

Upoređujući dijagrame na sl.1. i sl.6. može se zaključiti da u polju visokocikličnog zamora približno isto akumuliraju dilatacije i uzorak čelika S275 i Damper tipa Mionica. Već u polju malog broja ciklusa (10 do 20 ciklusa) Konstrukcija Dampera Mionica sa mehanizmom za sprečavanje lokalnog izbočavanja i izvijanja (lokalna stabilnost) pokazuje dvostruko veći kapacitet akumiliranja u odnosu na uzorak od čelika S275.

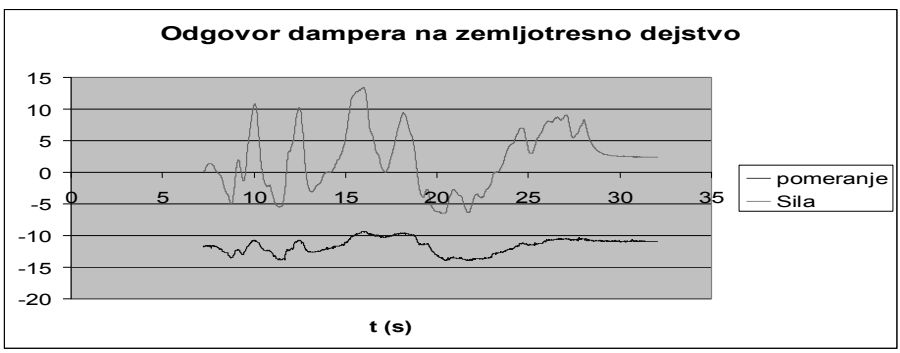
4. NAJNOVIJA TESTITRANJA INOVACIONIH PROIZVODA U INOVACIONOJ LABORATORIJI SISTEMA DC90

U toku su mnogobrojna inovaciona testiranja modela u Inovacionoj laboratoriji Sistema DC90. Metalni višeslojni histerezisni damperi za velika pomeranja, srpasti damperi za mostove i testiranja modela materijala i dampera na zamor i na dejstvo više zemljotresa redno povezanih za potrebe utvrđivanja kapaciteta dampera.



Sl.7. Komplet dampera tipa Kanada HQL I modela za testiranje fenomena zamora

Testiranja su obavljena u Laboratoriji Inovacionog Centra Sistema DC 90. Histerezis Dampera Tipa Kanada HQL koji je sa maksimalnom amplitudom od 8 mm izdržao osam ciklusa. Isti tip dampera je sa maksimalnom amplitudom od 4 mm izdržao 110 ciklusa. Isti tip dampera je opterećen i sa nekoliko dijagrama zemljotresnih zapisa sa maksimalnom amplitudom od 8 mm i izdržao je četiri zemljotresa.



Sl.8. Treći uzorak dampera je posle sto ciklusa sa maksimalnom amplitudom od 4 mm izdržao dejstvo zemljotresa sa maksimalnom amplitudom od 4.61 mm

5. ZAKLJUČAK

Sistem DC 90 je započeo svoj razvoj prvom patentnom prijavom novembra 1989 godine. Ove godine se navršava dvadeset godina od prve patentne prijave. Dvadesetogodišnji put inoviranja, istraživanja, projektovanja I aplikacije inovacija na četiri kontinenta ukazuje na način, vreme i postupak koji je neophodan da bi se ideja pretvorila u delo. Histerezisno ponašanje građevinskih konstrukcija je neminovno u zemljotresnim uslovima. U tom smislu poznavanje geoloških karakteristika materijala i zamora na čiklična naprezanja je neophodno da bi se mogao razumeti efekat i pojava. Akumulacija dilatacija i broj ciklusa jednoznačno preko definisane geometrije histerezis dijagrama određuju ponašanje dampera u dinamičkim

dejstvima. Posebno su od značaja parametri c i γ koji su dobijeni istraživanjem preko dvadeset modela Dampera DC90 i koji definišu ponašanje dampera u polju malog broja ciklusa. Uređaji i konstrukcije koje su do sada razvijeni i primenjeni, kao i oni koji su sada u razvoju i koji će verovatno u budućnosti ugledati svoju primenu daju osnov za dalja inoviranja i spoznaje pojave. Histrezisno ponašanje Dampera u konstrukcijama DC 90 je kontrolisano, geometrijski definisano u konstrukcijskom sistemu objekta i kapacitetom definisano za razliku od ostalih elemenata konstrukcije. Zahteva se da prvo reaguje damper na vanelastično podučje pa tek nakon toga, u koliko se radi o dejstvu na konstrukciju koje je iznad očekivanog, ostali elementi konstrukcije. Za to vreme je neophodno potpuno ispunjenje svih graničnih stanja nosivosti i upotrebljivosti i lokalne i globalne stabilnosti ostalih elementa konstrukcije. Kod zidanih konstrukcija koje imaju veliku krutost i malu duktilnost sistem i nakon velikih oštećenja zidanih elementa drži ceo sistem u granicama dozvoljenih deformacija koje onemogućavaju destrukciju zidanih elemenata. Kombinacijom metalnij histerezisnih dampera i elastičnih sistema opruga kojima će se stvoriti nove inovatne konstrukcije i za polje elastičnih vibracija tehnologija DC 90 će zaokružiti potpuno uređaje za primenu sistema koji imaju dinamiku u elastičnom i vanelastičnom domenu.

REFERENCE

[1] Z Petraskovic*, Seismic Strengthening and protection of objects, Monograf Sistem DC 90*, Belgrade, 2005.

[2] Z.Petraskovic, D Šumarac, M. Anđelković, S. Miladinović, M.Trajković, *Retrofitting Damaged Masonry Structures by Technology DC 90, Journal of the society for structural integrity and life*, Belgrade, 2005, p. 59-71.

[3] Patent in USA No.10/555,131 from 31.10.2005, patent in Australia No. AU 2003254327A1 FROM 2004.11.23.

[4] Petrašković, Z., Miladinović, S., Šumarac, D., *Technology of seismic strengthening of masonry structures by applying vertical ties and diagonals with seismic energy absorber "System dc 90"*, International conference on earthquake engineering, Parallell Session, Topic: Retrofit of structures, p T6-9, August-september 2005.

[5] D Šumarac, Z.Petraskovic, M. Maksimović, S. Miladinoić, I.Džuklevcki, N. Trišovič, *Seismic Retrofit of masonry structures applzing vertical braces with dampers Sistem DC 90 and newly designed wall buildings*, Naučni skup, Žabljak Crna Gora, 2006, p. 373-381.

[6] *The earthquake response*, Institute IZIIS, Skoplje, Makedonia, 2005, p. 13-33.

[7] D. Šumarac, Z.Petraskovic, M. Maksimović, S. Miladinoić, J.Petrašković, *Structure Retrofit for residental house of Finlands Ambassador in Algier*, Internacionalni naučni skup, Žabljak Crna Gora, 2006, p. 367-373.

[9] Tashkov, Lj., Manic, M., Petrashkovich, Z., Folich, R.: *Experimental verification of dynamic behavior of "System DC 90" under seismic conditions*, Belgrade 2003.

[10] Taškov Lj, Manić M, *Shaking table test of a brick-masonry models in scale 1/10, strengthened by DC 90 System*, Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University" Ss. Cyril and Methodius", Skopje, Republic of Macedonia, Skopje, May 2004

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Z. Petrašković[1]

KATASTROFALNI ZEMLJOTRES ČILE-2010

Rezime:

U okviru misije EU COST CHILE 2010, eksperti Inovacionog Centra Sistem DC 90 sa ekspertima Italije na čelu sa Prof. Federikom F. Macolanijem i ekspertima iz Čilea u vremenu od 1-15 aprila 2010 pregledali su područja petnaest gradova i naselja koje je zahvatio potres katastrofalnog zemljotresa. Na osnovu pregledanih oštećenja nekoliko stotina objekata sačinjena je ekspertiza stanja i predložene mere rekonstrukcije i seizmičkog obezbeđenja objekata. Analizirani su zidani istorijski objekti, armiranobetonske zgrade, mostovi kao i objekti koje je zahvatio cunami sa udarnim talasima visine 6-8 metara. U radu se iznose impresije i generalni zaključci o uočenim oštećenjima konstrukcija.

Ključne reči: Seizmika ,istorijski objekti, ab конструкциje, cunami

KATASTROPHIC EARTHQUAKE CHILE-2010

Summary:

As part of the mission of the EU COST CHILE 2010, Innovation Center System DC 90 experts with experts from Italy led by Prof. Federico Mazzolani and experts from Chile in the period from 1-15 April 2010, reviewed the areas of fifteen cities and settlements affected by katastrophic earthquake. Based on the views damage of hundreds of buildings, expertise of condition is made and proposed measures for recostruction and seismic security of objects. They were analyzed historic masonry buildings, reinforced-concrete buildings, bridges and the facilities affected by tsunami whit a striking waves high 6-8 m. The paper presents the general impressions and conclusions on observed damage to the construction.

Key words: Seismic, historic buildings, rc constructions, tsunami

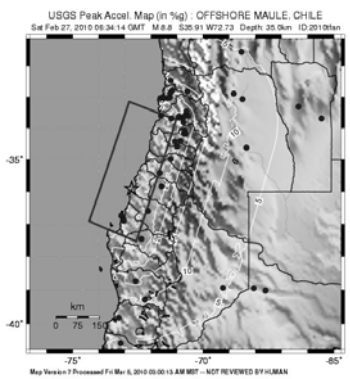
[1] *Istraživačko-proizvodni Centar System DC 90, Pukovnika Purića 1/29, 11000 Beograd, Srbija, e-mail: dc90@eunet.rs*

1. UVOD

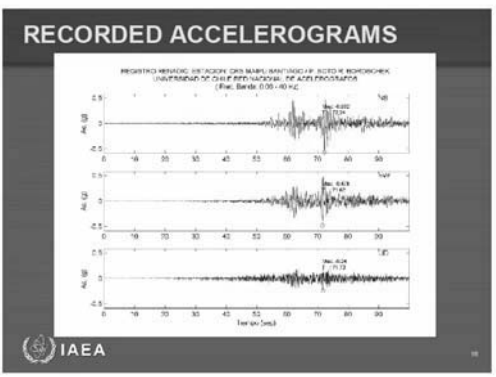
U okviru Misije EU za utvrđivanja stanja objekata posle katastrofalnog zemljotresa u Čileu formiran je tim koji je sa domaćim ekspertima pregledao objekte i sačinio ekspertizu. Članovi misije su Prof.Dr.Eng. Federico M. Mazzolani Full Professor of Structural Engineering,Department of Structural Engineering Engineering Faculty, University of Naples "Federico II", Prof. Antonio Tralli (University of Ferrara, Italy, structural engineering, expert of masonry structures), Prof.Dr.Maurizio Indirli, Zoran Petrašković, dipl.inž.građ, Sistem DC90, Beograd, a domaćini su bili Prof. Rodolfo Saragoni Huerta University of Chile, Dr. Luis Sebastian Rifo Feliu, Pbro, Universidad Catolica, Concepcion, Prof Dr. Rafael Aranguiz-Munoz, Universidad Catolica, Concepcion i Sergio Agulio Melo, Diputado de la Republica i Sotero Apablaza Minchel, arquitecto

4. OSNOVNE KARAKTERISTIKE KRETANJA TLA

Prikom kretanja tla oslobođena je velika energija magnitude (Mw=8.8) dok se maksimalno obrzanje na čvrstoj steni kretalo ok Pga=0.5 g , a u Santjagu Pga=0.2 do 0.3 g.



Sl.1. Teritorija zahvaćenja potresom



Sl.2. Dijagrami kretanja tla kroz vreme za Santjago

Dijagrami (sl.2.) i fotografija (sl.1.) sa krivama ubrzanja dobijeni su ljubaznošću Prof. Rodolfa Saragonija-Čile, prilikom obilsaka oštećenih objekata.

2. OPŠTE

Pregledani objekti su vrlo raznovrsni, čini mi se dosta solidno građeni posle zemljotresa iz 1995. Posebno se napominju dva objekta. Visoka dvadestospratnica pekinuta na pola i panlena zgrada koje se obrnula i pala na zemlju i takođe se potom raspolovila. Zbog vrlo lošeg kvaliteta betona sidrena armatura se bukvalno isčupala iz podzemnog dela objekta.

Istorijski objekti (uglavnom katoličke crkve). Tu se razlikuju objekti od pečene opeke i od žive nepečene gline-adobe uglavnom sa drvenom krovnom konstrukcijom. Priroda oštećenja je uglavnom vezana za razdvajanje zidova u uglovima po vertikali i oštećenjima kula zvonika. Neke se verovatno moraju i rušiti. To su masivni debeli i visoki zidovi sa lakim drvenim krovovima. Nepridržani visoki kalkanski zidovi. Ima objekata koji su posle sanacije 1995, sada ovim poslednjim potresom jako oštećeni. Vrlo su interesantne adobe konstrukcije debelih zidova od žive nepečene opeke-blata mikroarmiranog slamom (adobe), debljine zidova oko 1.5 m. Zdrave, ekološke, energetski efikasne, dišu, upijaju vlagu i graditeljski vredne. Kada se objekti prezidaju i vrate u prvobitnu formu treba uraditi sledeće:

-veza zidova (ova veza popušta iz razloga velikog pomeranja vrha zidova). Zidovi su meko pridržani drvenom krovnom konstrukcijom sa ili bez zatege. Usled dominatnog savijanja zidova upravno na ravan dolazi do destrukcije u uglovima. Ima smisla ojačati ovu vezu damperima konektorima i kontrolisti je. Ima iskustva sa zidovima mašinskih hala (h=21m., B=1.10m.) hidro elektrana u Hidrokvebeku-Kanada. Pre toga treba dobro ukrutiti krovnu ravan spregovima u krovu po celoj konturi objekta i preko venčanica predati ovu silu zidovima koji će je primiti uglavnom kao silu u ravni zida . Tako se smanjuje dejstvo upravno na ravan zida. Ta predaja se treba obaviti takođe preko dampera konektora koji će amortizovati prenošenje sila. Inžinjerski detalji i veze su od posebnog značaja, posebno sidrenje i prenošenje sila u zidove tipa adobe. I za to postoje rešenja koja moraju biti zasnovana na dinamičkim testovima. Veza visokih kalkanskih zidova sa kosom gornjom ravni krova (krov je ukrućen sprefovima) se treba obaviti takođe posredstvom dampera konektora, meko sa prigušenjem. Za viši nivo obezbeđenja se može ponuditi i horizontalno povezana fasadna vertikalna ukrućenja sa kosnicima i damperima koja bi preko sidara u temelje preneli sile. Ovde se mora koristiti nerđajući ćelik CrNi ili pocinkovani čelični elementi ili epoksidnim premazima zaštićeni , sve u u zavisnosti od visine sredstava koja mogu opredeliti. Dinamički testovi na zamor veze i uređaja su neophodni. Testovi na ambijentalne vibracije i naknadi testovi dinamičkim silama takođe. Naravno generalno, ne za svaki objekat već po programu testiranja i istražnih aktivnosti. O geotehničkim istragama i interakciji objekat-tlo, takođe treba imati informaciju obavezno i uzeti taj efekat u obzir kod dinamičkih analiza. Nasuto tlo, likvifakcija i viosk nivo podzemnih voda, zamuljeni peskovi se posebno moraju razmatrati i uzeti u obzir

Posebno je značajno na koje seve vremenske zapise (raznovrsne po frekfentnom sastavu i maksimalnim amplitudama ubrzanja) treba analitički testirati konstrukciju.

Inovacioni Centar DC 90 će za svoje inovativne potrebe obaviti niz istraživanja i testova vezanih za zamor, urađaje i veze .

Deo testova mora obaviti Čileanska strana a poseban deo testova se treba obaviti na licu mesta na objektima.

Zidani objekti tipa adobe i od opeke javnog i privatnog karaktera su predmet posebnog interesovanja Čileanaca. Kako, šta dalje. Brzo će doneti odluku. Oštečenja su vezana takođe za razdvajanje zidova i destrukciju a ima i klasičnih ukrštenih prslina u zidovima. Meka krovna konstrukcija i sl. Sve što je rečeno za istorijske objekte važi i za ovu vrstu objekata osim potrebe za dugovečnim trajanjem ugrađenih elemenata.

Betonski sistemi ramovski i od a.b. zidova su uglavnom vezani za nesrazmernu krutost po pravcima i torziju. Oni se mogu uspešno pojačati vertkalnim čeličnim ukrućenjima tipa K i tipa Portala sa damperima i kontrolisati horizontalna pomeranja i sile. Ti se objekti mogu dosta pouzdano pojačati. Sidrenje ankera u postojeću konstrukciju se može obaviti

polimernim betonama. Pojačanje elemenata betonskih konstrukcija primenom dodatnih čeličnih elemanata i epoksidnih smola.

Zidane konstrukcije u ramovskim sistemima. Jasno je uočena činjenica da zbog bitne razlike u krutosti armiranobetonski ramovi su bitno narušili integreditet zidova. To potvrđuje potrebu za ukrućenim zidanim konstrukcijama elementima za kontrolu pomeranja.

Visoke zgrade, nove su oštećene, posebno zbog mekog prizemlje i torizonog efekta, posebno 20-to spratnica. Tu je pitanje šta dalje. Jedno od efikasnih rešenja je ugradnja vertikalnih ukrućenja sa damperima amortizerima. Naravno, svaku zgradu treba posebno pogledati ali u načelu se može primeniti tehnologija kao i za druge ramovske betonske sisteme.

Dobar deo mostaova je stradao zato što nije bio meko pridržan na osloncima. Rešenje je u damperima koji treba da povežu glavu stuba i glavni nosač. Stari lučni zidani mostovi trebaju biti poseban deo ispitivanja (naravno oni koji isu pali).

Cunami je ostavio posebne tragove i odneo pokretna dobra. Njegovo dejstvo na masivne konstrukcije nije ovom prilikom značajno evidentirano.

3. ANALIZA STANJA I PREDLOG MERA ZA KONKRETNE OBJEKTE

U nastavku prikazuju se karakteristilni objekti sa predlogom sabacionih mera i komentarima karakteristika oštečenja.



Sl.3. Tipičan istorijski objekat konstrukcije tipa adobe od nepečene opeke-ćerpić

Na sl.3. je prikazano oštećenje adobe konstrukcije crkve sa destrukcijom veze zidova i odvajenjem kalkanskog zida od krovne konstrukcije. Sl.4. prikazuje karakteristično torziono dejstvo visoke dvadesetospratne poslovno-stambene zgrade sa fleksibilnim prizemljem u jednom delu objekta.



Sl4. Dvadesetospratnica koja je pretrpela značajna oštećenja



Sl.5.Višespratnica panelna konstrukcija, Concepcion,

I kod višespratne dvadesetospratnice (sl.4.) i kod zgrade (sl.5.) sa nesimetričnom krutošću do loma i kolapsa je došlo po sličnom mehanizmu usled jakih torzionih efekata.

Na sl.5. je prikazana meka konstrukcija u poprečnom pravcu. Rešenje se sastoji u krućenju vertikalnim ukrućenjima tipa Portal sa damperima. Na orto-foto fasadi prikazana su ukrućenja.



Sl.6. Banco credito inversiones, Curico (Ortho-Photo mesh 0.5x0.5m)

Na objektu banke (sl.6.) stanje oštećene konstrukcije okarakterisano je klasičnim dijagonalnim pukotinama u zidovima. Predlog seizmičkog pojačanja se može sastojati u postavljanju četiri vertikalne veze tipa K, oko 1,5 m širine, sa damperima u fasadi, i dve vertikalne veze sa damperima tipa K u zabatnim zidovima.Vertikalne veze sa damperima prikazane su na Orto-fotografiji fasade i zabatnih zidova.

5. ZAKLJUČAK

Rad ekspertske grupe je otvorio mnoga pitanja u vezi ponašanja konstrukcija u zemljotresnim uslovima i postavio nove zadatke istraživačima i inovatorima. Tehnologija pojačanja Sistem DC90 je razmotrena i analozorani su efekti i mogućnosti primene iste na nekim oštećenim objektima. Nameće se utisak da je i posle toliko velike oslobođene enrgije dobar deo objekata ostao bez posledica. Odgovor leži u veličini iznosa maksimalnih ubrzanja tla (Pga) i frekfentnom sastavu kretanja tla.

REFERENCE

[1] Z. Petrašković i dr., *Ekspetski izveštaj grupe COST EU Čile 2010*

[2] Z. Petrašković, *Fotodukumentacija, Sistem DC90, Čile 2010*,

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Predrag Petronijević[1], Nenad Ivanišević[2], Dragan Arizanović[3]

PRIMENA RAČUNARSKOG PROGRAMA CESAD PRI IZBORU GRAĐEVINSKIH MAŠINA

Rezime:

Optimalni izbor građevinskih mašina ima veliki značaj za uspeh investicionih projekata u građevinarstvu. Izabrane mašine moraju zadovoljavati sva tehnološka ograničenja na projektu. Cilj izbora građevinskih mašina je pronaći kombinaciju koja, uz sve zadate uslove ograničenja, ima optimalne ekonomske parametre. Osnovni problem izbora mašina je kako definisati ograničenja projekta i kako na osnovu ograničenja izabrati odgovarajuću grupu mašina. U radu je opisan računarski program CESAD koji je razvijen kao alat za pomoć pri izboru mašina.

Ključne riječi: Građevinske mašine, izbor

APPLICATION OF CESAD SOFTWARE FOR CONSTRUCTION EQUIPMENT SELECTION

Summary:

Optimal selection of Construction Equipment (CE) has a key impact on the success of civil engineering projects. Selected machines must comply with every one of the technological limitations of the project. The goal of selection process is to find a combination that, with all the set requirements, has optimal economic parameters. The main problem of CE selection process is how to define the limitations of the project and how to select the appropriate group of machines based on limitations. paper describes a computer program CESAD which was developed as a decision support tool in CE selection process.

Key words:Construction equipment, selection

[1] mr, asistent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: pecap@grf.rs
[2] Dr, docent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: nesa@grf.rs
[3] Dr, docent, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, e-mail: ari@grf.rs

1 UVOD

Optimalni izbor građevinskih mašina na građevinskim projektima ima veoma veliki značaj za uspešnost projekta. Veliki asortiman različitih mašina, specifični uslovi gradilišta, kratki rokovi izvođenja radova, mala profitna margina, vrlo velika konkurencija za dobijanje posla, mogućnost iznajmljivanja potrebnih mašina… samo su neki od ograničavajućih faktora za odluku o tome koje mašine angažovati na pojedinim pozicijama projekta. Ovo je naročito (ali ne i isključivo) izraženo na projektima izgradnje puteva iz najmanje tri razloga:

- Veliki obim posla u niskogranji. Na primer, na deonici autoputa Niš - Dimitrovgrad, dužine 8km, treba u nasip ugraditi 1.454.499m^3 materijala, tako da svaka ušteda u ceni te pozicije ima veliki uticaj na ukupnu cenu radova. Optimizacija ovakvih pozicija je uvek isplativa, bez obzira koja se metoda primenjuje.
- S obzirom na vrstu radova (pretežno zemljani radovi, veliki broj različitih mašina....) postoji veliki broj mogućih kombinacija koje se mogu testirati. U ovakvim situacijama je do optimalne kombinacije veoma teško doći slučajnim izborom mašina.
- Pozicije radova u putogradnji imaju dominantne troškove menanizovanog rada (nema troškova materijala ili su mali) što takođe povećava značaj optimizacije izbora mašina.

2 NEDOSTACI IZBORA MAŠINA NA KLASIČAN NAČIN

U našoj građevinskoj praksi je problem izbora mašina prilično zapostavljen. Mašine su, često, unapred određene mašinskim parkom firme, bez detaljnijeg sagledavanja ekonomskih parametara. U boljem slučaju, izbor mašina se svodi na formiranje 2-3 kombinacije mašina sa usvajanjem one kombinacije koja ima minimalnu cenu po jedinici mere obrađenog materijala.

Ovakav pristup ima suštinskih nedostataka. Neprecizno definisani ulazni podaci, mali broj kombinacija, usvajanje mašina istog modela za jednu operaciju, nedostatak podataka o koštanju radnog sata na čekanju (*Standbye Rate*), neusklađenost učinaka mašina u nekoj od kombinacija, primena istog faktora režijskih troškova za sve mašine i troškove, nedefinisan kriterijum optimalnosti mašina na nivou Projekta, nedostatak podataka o ostvarenom profitu i samo jedan kriterijum optimalnosti izbora... samo su neki od nedostataka koji se mogu javiti pri klasičnom načinu izboru mašina.

3 PROGRAM CESAD

Za potrebe sistemske optimizacije izbora građevinskih mašina, na Katedri za menadžment, tehnologiju i informatiku u građevinarstvu Građevinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu kreiran je računarski program za podršku planiranju angažovanja građevinske mehanizacije pod nazivom **CESAD** (***C****onstruction* ***E****quipment* ***S****election* ***AD****viser*). Osnovna namena ovog programa je izbor optimalnih kombinacija mašina za pojedine pozicije radova, u skladu sa zadatim kriterijumom optimalnosti. Program pripada grupi sistema za podršku u odlučivanju (*Decision Support System - DSS*) s obzirom na to da su rezultati dobijeni programom osnova za odlučivanje u procesu planiranja rada građevinskih mašina.

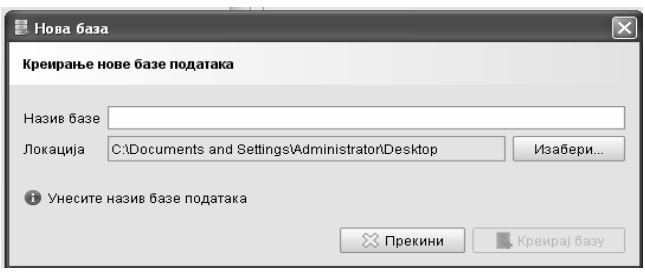
3.1 Princip rada programa CESAD

Program je napisan u programskom jeziku Java. Grafički korisnički interfejs je realizovan pomoću Swing komponenata. Sva podešavanja programa CESAD se čuvaju u direktorijumu "Documents and Settings\<Ime korisnika>\CESAD". Za čuvanje podataka se koristi ugrađena (*embedded*) baza podataka H2 (http://www.h2database.com). Za rad sa Excel tabelama koristi se biblioteka Apache POI (http://poi.apache.org).

Algoritam generisanja kombinacija je jednostavan: Prvo se, za svaki tip mašine kojima se izvršavaju operacije, odrede sve moguće kombinacije mašina koje ispunjavaju postavljene uslove. Nakon toga se generišu sve moguće kombinacije po svim tipovima mašina.

3.2 Definisanje početnih parametara

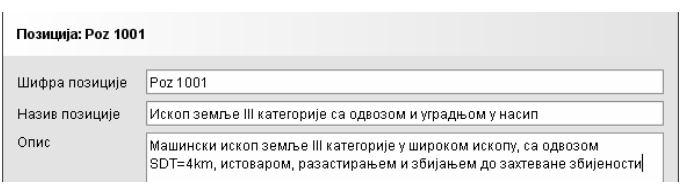
Pri otvaranju, program CESAD nudi opciju da se otvori postojeća baza, ili da se kreira nova baza (Slika 1). Baza podrazumeva jedan projekat sa više pozicija za koje se vrši izbor mašina. Pri pokretanju programa, automatski se otvara baza koja je poslednja bila aktivna.



Slika 1 – Otvaranje nove baze

Nakon kreiranja nove baze, potrebno je definisati poziciju radova za koju će se vršiti izbor mašina. Svaka pozicija može imati više varijanti, tako da se pod „varijantom“ podrazumeva “tehnologija rada”. Tako bi, na primer, pri poziciji „*Iskop zemljanog materijala III kategorije*“, jedna varijanta bila iskop bagerom, utovar bagerom i transport kiperom, a druga varijanta bi bila iskop dozerom, utovar utovarivačem i transport kiperom. Izbor optimalne kombinacije vrši se na nivou jedne varijante (tehnologije rada), po jednom od kriterijuma, a poređenje varijanti je moguće samo indirektno.

Svaka pozicija definisana je svojom šifrom, koja se automatski generiše, nazivom pozicije i opisom pozicije (Slika 2). Opis pozicije sadrži detaljnije obrazloženje tehnoloških postupaka koje treba sprovesti u posmatranoj poziciji.



Slika 2- Definisanje pozicije

3.3 Određivanje mašinskog parka

Pored definisanja pozicije rada, druga polazna tačka izbora mašina predstavlja raspoloživi mašinski park, iz koga se biraju mašine. Svaka mašina je opisana, pre svega, svojim tipom. Grupisanje mašina izvršeno je na osnovu poznatog dokumenta ISO/TR 12603:1996 *Building construction machinery and equipment – Classification* izdatog od *International Organization for Standardization (ISO).*

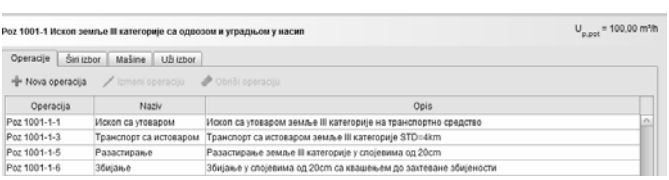
Mašine su podeljene u 7 osnovnih grupa i veći broj podgrupa. Pored grupe, svaka mašina je definisana svojim proizvođačem, modelom, snagom (kW), zapreminom radnog organa - q, očekivanim praktičnim učinkom - U_p, troškovima osnovnog sredstva - E_{os}, troškovima eksploatacije - E_{eks} i troškovima radne snage - E_{rs}, kao i očekivanim odnosom jednokratnih troškova i fonda radnih sati na gradilištu - I_t/h_{gr}. Takođe, definišu se posebni faktori režijskih troškova za troškove osnovnog sredstva - φ_{os}, odnosno za troškove eksploatacije - φ_{eks} i jednokratne troškove - φ_{It}. Na kraju, definiše se broj raspoloživih mašina iste vrste - n.

Pored podataka koji se unose pri definisanju liste mašina, u njoj se pojavljuju i podaci o koštanju radnog sata mašine - K_h, koštanju radnog sata na čekanju - $K_{h,stby}$, ostvarenom profitu po radnom času - P_h i profitu ostvarenom na čekanju mašina - $P_{h,stby}$.

3.4 Širi izbor mašina

Kada je određen mašinski park i definisana pozicija rada, potrebno je formirati varijantno rešenje za poziciju. Svaka varijanta se identifikuje šifrom koja se generiše na osnovu broja pozicije rada za koju se kreira i rednog broja pozicije. Karakteristike varijante su i količina materijala koji treba obraditi i vreme izvršenja radova. Ove dve veličine nisu obavezne i mogu se zadati i u narednim koracima.

Kada je određena pozicija rada, potrebno je operacije na njoj *kreirati* klikom na dugme „operacije“ u gornjem, desnom uglu ekrana (Slika 3). Poziciji se može dodeliti praktično neograničeni broj operacija. Pri tome, svaka operacija ima jednoznačnu šifru, formiranu od broja pozicije, varijante i rednog broja operacije. Operacija ima naziv (kraći tekst) i opis (detaljniji opis rada). Za uspešno definisanje operacija, potrebno je tehnološko poznavanje pozicije rada, s obzirom na to da se greške u fazi usvajanja tehnoloških postupaka na poziciji, neće moći kasnije ispraviti.

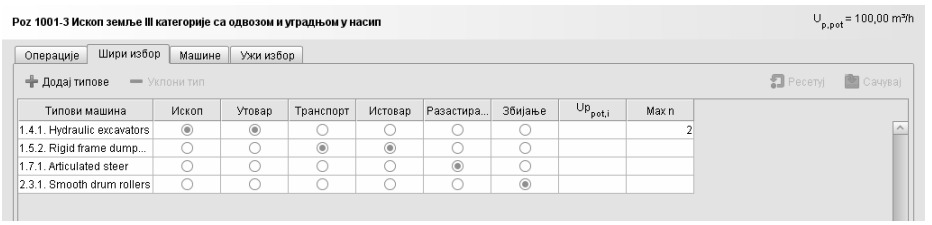


Slika 3 – Kreiranje operacija

Nakon definisanja operacija potrebnih za izvršenje pojedine pozicije rada, sledi širi izbor mašina. Koncepcija programa je takva da se pod varijantom pozicije podrazumeva jedna od mogućih tehnologija rada. To praktično znači da se u širem izboru definiše koji **tip mašina** će biti angažovan na pojedinim pozicijama.

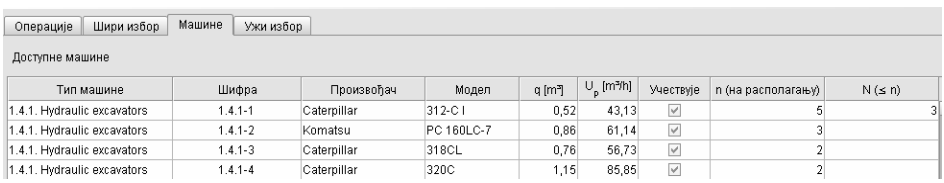
Širi izbor se sastoji u procesu dodele tipova mašina, a zatim u dodeljivanju svakom tipu mašina pojedinih operacija. Pri tome, jedan tip mašina može biti angažovan na više operacija. Takođe, na jednoj operaciji može biti angažovan jedan ili više tipova mašina (Slika 4).

Међутим, могуће је задати и додатна ограничења у кораку шireг избора. Али, задавање потребног практичног учинка при дефинисању варијанте позиције није неопходно. Ограничења у ширем избору могу бити везана за број ангажованих машина одређене врсте (n) или учинак који та врста машина може да оствари ($U_{p,pot,i}$). Корисник програма задавањем ограничења, било у броју машина или у учинку који оне могу да постигну, дефинише кључну машину.



Slika 4 – Širi izbor mašina

Nakon uspostavljanja veze "tip mašine ↔ operacija", u postupku izbora mašina sledi selekcija mašina koje će se koristiti u užem izboru. U prozoru „Mašine" (Slika 5) prikazuje se skup svih mašina čiji tipovi odgovaraju tipovima mašina dodeljenim u širem izboru. U njemu su prikazane njihove osnovne karakteristike (Tip, šifra, proizvođač, model, q, Up) a sve ostale karakteristike mogu se videti i menjati u bazi mašina, do koje se dolazi klikom na taster „Mašinski park" pozicioniranom u gornjem, desnom uglu prozora.



Slika 5 – Određivanje mašina koje učestvuju u užem izboru

Osnovni zadaci u ovom koraku su potvrđivanje da li neka od mašina može da učestvuje u užem izboru iako po tipu odgovara (recimo, da li zadovoljava tehnološke preduslove po gabaritu, hodnom sklopu, pogonskom gorivu, snazi, učinku i sl.), uvid u brojno stanje mašina (n – na raspolaganju) i izbor broja mašina koje će se koristiti u užem izboru (N).

Određena mašina se prihvata selektovanjem u *checkbox*-u. Unapred je dodeljena vrednost da sve mašine izabranih tipova mogu da se koriste u užem izboru. Vrednost "n" predstavlja broj mašina koje firma ima na raspolaganju u svom mašinskom parku. Potrebno je upisati broj "N" i odrediti broj mašina koje se uzimaju od "n" ponuđenih, uz uslov $N < n$.

3.5 Uži izbor mašina

Nakon koraka određivanja mašina koje će učestvovati u užem izboru, postavljena su sva ograničenja po učinku i mašinama. Za potrebe konačnog izbora mašina, potrebno je napraviti sve kombinacije raspoloživih mašina u zahtevanim operacijma, za svaku kombinaciju sračunati karakteristične parametre i izabrati optimalnu kombinaciju.

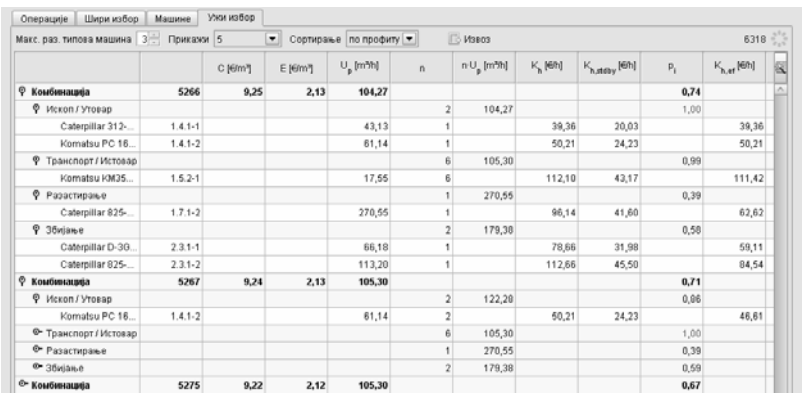
U proračunu mogućih kombinacija, ne gubeći drastično na kvalitetu dobijenih rezultata ali sa značajnim smanjenjem broja kombinacija i ubrzavanjem proračuna, ograničava se broj

različitih tipova mašina iste vrste koje se mogu angažovati na jednoj poziciji. Broj kombinacija se daje u desnom delu prozora (u primeru na slici, sa 4 operacije i ograničenjenja broja mašina u prvoj operaciji na dve i brojem različitih modela mašina na 3, broj kombinacija je 6318). Kriterijumi po kome se biraju najbolje kombinacije su:

- minimalna cena po jedinici mere - C [€/m^3]
- maksimalni profit po jedinici mere - E [€/m^3]
- maksimalni ostvarivi učinak - Up [m^3/h]

Pri tome, moguće je izabrati koliko najboljih kombinacija po određenom kriterijumu će se prikazati na ekranu (2, 3, 5, 10 ili sve kombinacije). Izbor kriterijuma prema kome će se kombinacije prikazivati vrši se izborom modela sortiranja.

Svaka od kombinacija je određena svojim generisanim brojem. U osnovnom pogledu na rezultate proračuna, vidljivi su samo broj kombinacije, cena kombinacije po jedinici mere - C [€/m^3], profit kombinacije po jedinici mere - E [€/m^3] i učinak kombincije - Up [m^3/h]. Pored njih dat je i Koeficijent usklađenosti P_i, koji predstavlja srednju vrednost indeksa usklađenosti p_i tipova mašina. Prikaz (slika 6) je kompletan i sadrži sve relevantne podatke o izabranim mašinama i njihovim parametrima rada. Kao takav, on je pogodan za dalje analize, proračune i kombinacije i može se koristiti u formi Excel tabele.



		C [€/m³]	E [€/m³]	U_p [m³/h]	n	n·U_p [m³/h]	K_h [€/h]	$K_{h,stroj}$ [€/h]	P_i	$K_{h,et}$ [€/h]
Комбинација	**5266**	**9,25**	**2,13**	**104,27**					**0,74**	
Ископ / Утовар					2	104,27			1,00	
Caterpillar 312-...	1.4.1-1			43,13	1		39,36	20,03		39,36
Komatsu PC 16...	1.4.1-2			61,14	1		50,21	24,23		50,21
Транспорт / Истовар					6	105,30			0,99	
Komatsu KM35...	1.5.2-1			17,55	6		112,10	43,17		111,42
Разастирање					1	270,55			0,39	
Caterpillar 825-...	1.7.1-2			270,55	1		96,14	41,60		62,62
Збијање					2	179,38			0,58	
Caterpillar D-3G...	2.3.1-1			66,18	1		78,66	31,98		59,11
Caterpillar 825-...	2.3.1-2			113,20	1		112,66	45,50		84,54
Комбинација	**5267**	**9,24**	**2,13**	**105,30**					**0,71**	
Ископ / Утовар					2	122,20			0,86	
Komatsu PC 16...	1.4.1-2			61,14	2		50,21	24,23		46,61
Транспорт / Истовар					6	105,30			1,00	
Разастирање					1	270,55			0,39	
Збијање					2	179,38			0,59	
Комбинација	**5275**	**9,22**	**2,12**	**105,30**					**0,67**	

Slika 6 – Uži izbor mašina

4 ZAKLJUČAK

Prikazanim programom dolazi se do najboljih mogućih raspoloživim kombinacija mašina po kriterijumima cene, učinka i profita, a u skladu sa svim prethodno zadatim ograničenjima. Od više ponuđenih kombinacija potrebno je izabrati optimalnu po jednom ili više kriterijuma.

Dalja optimizacija izbora mašina ogleda se u primeni neke od metoda kojom bi se vršio izbor mašina na osnovu više od jednog kriterijuma. Pravci daljeg razvoja programa ogledaju se u razvoju modula za proračun učinaka mašina, kao i formiranje baze istorijskih podataka o parametrima angažovanja mehanizacije na ranijim projektima.

LITERATURA:

[1] *Constructin Equipment Management* / J. E. Schaufelberger / Prentice Hall, Inc, 1999., 3-72

[2] *Managing Constructin Equipment* / S. W. Nunnally / Prentice Hall, Inc, 2000., pp. 4-22

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Martin Bogner[1]*, Martina Balać*[2]

PROCENA USLUGA U IZGRADNJI

Rezime:

Dobra procena investicione vrednosti daje dobru podlogu za dobru procenu vrednosti izrade tehničke odnosno projektne dokumentacije.
Metode kalkulisanja su u prncipu: opšta metoda, metoda zajedničkih normativa za količinu rada, metoda naknadne kalkulacije i metoda procenta od naknadne kalkulacije. Metoda procenta od investicionih vrednosti je sadržana u „plavoj knjizi".
Prednost metode procene po „plavoj knjizi" je što se pored procenta, koji pokazuje vrednost radova pri projektovanju ili nekoj drugoj aktivnosti , dobijaju i norma sati.

Ključne reči: investicija, kalkulacija, procenat, norma sati, metoda, projektovanje

THE ASSESMENT OF SERVICES IN CONSTRUCTION BUSINESS

Summary:

Good assesment of investment value gives solid basis for proper value estimation of tehnical and related project documentation creation.
Methods of calculation are in principal: general method, method of common provisions for quantity of work, method of subseqent calculation and method of percentages from subsequent calculation. Method of percentages from investment values is implicited in the „blue book".
The adventage of method of percentages according to the „blue book"is that besides the percentages which shows the value of work, during the planning or any other activity, the standard working hours are calculated.

Key words: investment, calculation, percentage, standard working hour, method, project

[1] dr, redovni profesor, dipl.inž.maš., Inovacioni centar Mašinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, Kraljice Marije 16, Beograd
[2] dipl.inž.maš., Inovacioni centar Mašinskog fakulteta Univerziteta u Beogradu, Kraljice Marije 16, Beograd

U sklopu celog procesa izgradnje, izrada tehničke dokumentacije i praćenje realizacije objekta je ključan činilac uspešnosti izgradnje, a kasnije i eksploatacije i funkcionisanja objekta. Dobre procene ovih aktivnosti doprinose uspešnom rešavanju problema svih projektanata na početku života posmatranog objekta. Postojale su razne metode procene usluga, ali su najduže i veoma efikasne bile metode date u „plavoj knjizi".

Davnog šesnaestog januara 1965. godine, iz štampe je izašla „plava knjiga", nazvana tako po boji svojih korica. Ona je u početku predstavljala prevashodno cenovnih usluga u investicionoj izgradnji, a kasnije je sadržavala i metodologije određivanja cena pojedinih usluga u izgradnji.

Procena usluga će se podeliti na faze. Za svaku pojedinu operaciju mora postojati merilo vrednosti i vrednovanja inženjerske struke uopšte.

1 TEHNIČKA DOKUMENTACIJA

U zavisnosti od vrste objekata, tehnička dokumentacija sa raznim projektima i elaboratima rešava prilagođavanje objekta uslovima za uređenje prostora i tehnički zadovoljava zahteve projektnog zadatka. Tehnička dokumentacija mora uvažiti sve propise o zaštiti čovekove okoline, života i zdravlja ljudi, zaštiti na radu, zaštiti od požara, elementarnih i drugih nepogoda, te zaštiti ljudi i materijalnih dobara od ratnih dejstava. Tehničkom dokumentacijom ujedno moraju biti osigurani stabilnost objekta i predviđene sve mere zaštite značajne za odbranu, saobraćaj, telekomunikacije, režim voda, energetske objekte, postrojenja i vodove.

Prema nameni objekta, tehnička dokumentacija može sadržati sledeće projekte:

– arhitektonski,
– građevinski,
– tehnološki,
– mašinski,
– elektrotehnički.

U skladu sa propisima za pojedine vrste objekata, tehničku dokumentaciju treba upotpuniti projektima odnosno elaboratima posebnih specijalnosti, koji podrobnije rešavaju određena područja projektnog zadatka.

Svrha i obim razrade određuju ove vrste tehničke dokumentacije:

– tehničku dokumentaciju za dobijanje građevinske dozvole (dokumentacija za odobrenje),
– tehničku dokumentaciju za građenje objekta (izvođačku dokumentaciju),
– tehničku dokumentaciju izvedenog stanja.

Ovde će biti izložen načelni sadržaj pojedinih vrsta tehničke dokumentacije, dok će detaljni sadržaj biti naveden posebno na nivou pojedine usluge.

a) Tehnička dokumentacija za dobijanje građevinske dozvole (dokumentacija za odobrenje) sadrži, prema nameni objekta, odgovarajuće projekte pojedinih struka (arhitektonski, građevinski, tehnološki i dr.), propisane elaborate i priloge (prikaz primenjenih mera zaštite od požara, zaštite na radu i ostale zaštitne mere, situacioni nacrt objekta sa ucrtanim susednim objektima i dr.). Projekti koji su sastavni deo tehničke dokumentacije moraju sadržati:

– naslov i registraciju,
– projektni zadatak,
– tehnički opis sa naznakom primenjenih tehničkih normativa i standarda,
– tehničke crteže (tlocrte, karakteristične preseke, poglede, uzdužne i poprečne profile, šeme instalacija i dr.),
– u arhitektonsko-građevinskim projektima detaljne podatke o geomehaničkim karakteristikama tla i načinu temeljenja objekata,
– tehničke proračune (statika, hidraulika, energetika, fizička svojstva objekta i dr.), s naznakom ispitivanja koja treba izvršiti tokom građenja objekta,
– predračun s opisom i cenama pojedinih radova, materijala i opreme i sveukupnom vrednošću objekta,
– posebne tehničke uslove za građenje objekta.

Pri rekonstrukciji objekta treba statičkim proračunom dokazati da se rekonstrukcijomne narušava prvobitna stabilnost objekta.

b) Tehničku dokumentaciju za građenje objekta (izvođačka dokumentacija) se sastoji iz tehničke dokumentacije za dobijanje građevinske dozvole (dokumentacija za odobrenje), dopunjene detaljima i ostalom propisanom dokumentacijom potrebnom za građenje objekta. Ta dopunska (izvođačka) dokumentacija ne sme biti u suprotnosti s dokumentacijom za odobrenjei uslovima na osnovu kojih je dobijena građevinska dozvola.

c) Tehničku dokumentaciju izvedenog stanja čini izvedbena dokumentacija sa ucrtanim odnosno unesenim svim promenama i dopunama prema kojima je objekat stvarno izrađen. Ta se dokumentacija izrađuje na zahtev investitora kao poseban elaborat. Investitor, odnosno korisnik objekta, dužan je da taj elaborat obavezno čuva sve vreme dok objekat postoji. Tehnička dokumentacija izvedenog stanja se ne obrađuje posebno, jer njen sadržaj i cena zavise od okolnosti koje se ne mogu unapred odrediti.

2 NADZOR I PRAĆENJE INVESTICIJA

U toku izrade tehničke dokumentacije i nakon njenog završetka, kao i u toku izgradnje objekta i nakon nje, obavlja se niz poslova čija je svrha da koordiniraju i usklađuju osnovni rad (izrada tehničke dokumentacije i izgradnja objekta) i da rezultat tog osnovnog rada (izgrađeni objekat) što uspešnije (u predviđenom roku i uz postizanje očekivanih efekata) stave u funkciju.

U ovom delu teksta navode se sledeće usluge:
– usklađivanje rada i nadzor nad izradom dokumentacije,
– opšti poslovi realizacije generalnog projekta,
– usklađivanje rada učesnika u izgradnji objekta,
– izrada planova realizacije generalnog projekta,
– nadzor nad izvođenjem radova,
– učešće u postupku primopredaje (puštanje u rad) i konačnog obračuna,
– nadzor u pogledu ispravnosti i funkcionisanja objekta u početku njegovog korišćenja (probni rad).

3 OSTALE USLUGE U OKVIRU IZGRADNJE

Ostale usluge su određene kao specifične usluge koje se, s obzirom na sadržaj, nisu mogle svrstati u neku posebnu grupu. Te usluge obuhvataju:

– geodetske radove,
– izradu vodoprivredne osnove,
– izradu energetske osnove,
– modeliranje projekata,
– organizaciju izrade,
– prikupljanje stručnih podataka i podloga,
– izradu ekspertiza za izvedene radove.

4 METODE KALKULISANJA CENA USLUGA

Kalkulacija cena zasniva se na realnom planiranju i praćenju poslovanja. Planiranje i praćenje poslovanja preduzeća obavlja se u skladu sa propisima i aktima preduzeća. U ovom delu teksta prikazane su metode kalkulisanja cena usluga u izgradnji i zajednički normativi rada za neke od ovih usluga.

4.1 METODE KALKULISANJA CENA KONSALTINŠKIH USLUGA U IZGRADNJI

Za kalkulaciju cena usluga u izgradnji primenjuju se sledeće metode:

– opšta metoda,
– metoda zajedničkih normativa za količinu rada,
– metoda naknadne kalkulacije,
– metoda procenta od naknadne kalkulacije.

Ove metode, osim procenta od investicione vrednosti, imaju sledeće elemente kalkulacije.

A) Troškovi poslovanja

– troškovi saradnje sa drugim preduzećima, autorski honorari i troškovi iz građansko-pravnog odnosa,
– direktni troškovi izrade usluge,
– indirektni troškovi izrade usluge.

B) Dohodak

– lični dohoci u uslugama,
– lični dohoci za zajedničke poslove i radne zadatke,
– ostali deo dohotka.

C) Norma-sati rada usluga

D) Kalkulativna cena usluga

Troškovi poslovanja su izračunati troškovi materijala, energije, PTT, investicionog održavanja sredstava rada, troškovi proizvodnih usluga, sitnog inventara, osvajanja nove proizvodnje, neproizvodnih usluga, tekuće zaštite na radu i zaštite okoline, tekućeg stručnog obrazovanja i naučno-istraživačkog rada, autorskih honorara, troškova iz građansko-pravnih odnosa, reklame i propagande, reprezentacije, amortizacije po propisanim stopama, naknade

radnicima (dnevnice, terenski dodaci, prevoz itd.) te ostali materijalni troškovi, a sve po važećim propisima.

Direktni troškovi usluga su deo kalkulativnih troškova poslovanja, za koje se nedvosmisleno može utvrditi da pripadaju određenoj usluzi iz proizvodnog programa organizacije.

Indirektni troškovi usluge predstavljaju deo kalkulisanih troškova za koje se ne može nedvosmisleno utvrditi da pripadaju konkretnoj usluzi iz proizvodnog programa organizacije.To su, dakle, troškovi koji se u određenom odnosu razvrstavaju na različite vrste usluga iz proizvodnog programa po planiranom ključu za razvrstavanje.

Dohodak je razlika između planske cene i kalkulisanih troškova poslovanja za pojedine usluge. Kalkulisani dohodak je izraz planiranog poslovnog efekta pojedinog preduzeća. Dohodak se raspoređuje na deo koji pripada drugima, na osnovu udela u sticanju zajedničkog dohotka, deo koji pripada radnoj zajednici, amortizaciju iznad propisanih stopa, deo za zajedničke i opšte potrebe, naknade iz dohotka i ostalo, te čisti dohodak. Čist dohodak je deo novostvorene vrednosti koja se raspoređuje na poslovni i rezervni fond, lične dohotke i zajedničku potrošnju.

Lični dohoci za usluge deo su kalkulisanog dohotka za pojedine usluge, za koji se predviđa raspored za plate radnika koji neposredno učestvuju u uslugama.

Lični dohoci za zajedničke poslove i radne zadatke deo su kalkulisanog dohotka pojedine usluge za koji se predviđa raspored za lične dohotke radnika koji obavljaju zajedničke poslove i radne zadatke. Za ove plate se ne može nedvosmisleno utvrditi da pripadaju pojedinoj usluzi koja se kalkuliše, pa se oni kalkulativno razvrstavaju u određenoj razmeri na različite vrste usluga iz proizvodnog programa organizacije, po planiranom ključu za razvrstavanje.

Ostali deo dohotka čine sve stavke iz sadržaja dohotka koje nisu definisane kao lični dohoci za usluge i plate za zajedničke poslove i radne zadatke. Za ostali deo dohotka takođe se ne može nedvosmisleno utvrditi da pripada pojedinoj usluzi koja se kalkuliše, pa se i on kalkulativno razvrstava u određenom odnosu na različite vrste usluga iz proizvodnog programa organizacije, po planiranom ključu za razvrstavanje. U ostalom delu dohotka sadržane su i plate na osnovu razlika zbog rada u posebnim uslovima (prekovremeni i noćni rad i rad u dane državnih praznika), na osnovu solidarnosti i racionalizacije, inovacija i drugih oblika stvaralaštva.

Norma-sati rada za pružanje usluge predstavljaju potrebno vreme rada za njeno izvođenje.

Kalkulativna cena usluge je zbir kalkulisanih troškova poslovanja i kalkulisanog dohotka.

Uzimajući u obzir navedene definicije pojedinih elemenata kalkulacije, u nastavku ćebiti objašnjen postupak kalkulacije prema pojedinim metodama.

4.2 OPŠTA METODA KALKULACIJE

Opšta metoda kalkulacije cena zasniva se na pokazateljima godišnjeg plana poslovanja pojedine organizacije i određenom postupku utvrđivanja norma-sati za uslugu koja se kalkuliše. Godišnjim planom poslovanja realno se planira prodaja usluga prema njihovoj vrsti. Opseg plana prodaje i izrade izvršava se u norma-satima rada za izvođenje usluge kao i planiranim tržišnim cenama usluge (realne cene koje se mogu postići na tržištu).

Zatim se planira broj radnika, nabavka materijalnih sredstava i usluga za poslovanje, ukupni prihod njegov raspored, te raspodela sredstava za plate i zajedničku potrošnju. Na osnovu ovih pojedinačnih planova i njihovog adekvatnog sadržaja, utvrđuju se odnosi ukupno planiranih troškova poslovanja i dohotka te njihovih elemenata, sa planiranim izvođenjem

usluga izraženim u norma-satima rada za uslugu i planiranim tržišnim cenama. Tu su odnosi ujedno i planirani pokazatelji koji se u planskoj godini koriste pri izradi kalkulacije cena pojedine usluge koju organizacija nudi odnosno ugovara.

U nastavku će biti reči o načinu izrade kalkulacije po opštoj metodi.

Pre kalkulacije cena, razmatra se zahtev naručioca za ponudom usluge, te daje ocena da li se zahtevani posao može obaviti na neophodnoj stručnoj visini i da li je on u okviru registrovane delatnosti preduzeća, da li je naručilac osigurao uobičajene podatke i podloge za nesmetano obavljanje usluge i da li postoji mogućnost ispunjenja zahtevanog roka izrade. Ako se oceni da je moguće zadovoljiti zahtev naručioca počinje se sa izradom kalkulacije.

Pri izradi kalkulacije najpre se utvrđuje broj norma-sati u obavljanju usluge. U tom smislu usluga se može podeliti po fazama rada i strukama. Pri izradi kalkulacije prema potrebi uključuju se u rad i stručnjaci drugih specijalnosti te iskustvenim putem određuje opseg rada i izražava u norma-satima rada za obavljanje usluge. Broj norma-sati iskazuje se ukupno za celu uslugu, a po potrebi i po fazama odnosno strukama.

Vrednost pojedinog elementa kalkulacije dobija se pomoću planiranih pokazatelja i iskustveno određenih norma-sati na prethodno navedeni način i to:

A) Troškovi poslovanja = $Aa + Ab + Ac$,

gde su:

Aa – troškovi saradnje sa drugim preduzećima, autorskih honorara i naknade iz građanskopravnih odnosa na osnovu ponude saradnika,

Ab – direktni troškovi izrade usluga = (planirane plate za planirani norma-sat rada na usluzi) x (broj norma-sati rada za obavljanje usluge) ± dodatna procena za konkretnu uslugu,

Ac – indirektni troškovi izrade usluge = (planirani indirektni troškovi izrade za planirani norma-sat rada za izradu usluge) x (broj norma-sati rada za izradu usluge).

B) Dohodak = $Ba + Bb + Bc$

gde su:

Ba – plate za obavljanje usluge = (planirane plate izrade za planirani norma-sat) x (broj norma-sati rada za izradu usluge);

Bb – plate za zajedničke poslove i radne zadatke = (planirane plate za zajedničke poslove i radne zadatke za planirani norma-sat rada za izradu usluge) x (broj norma-sati rada za izradu usluge);

Bc – ostali deo dohotka = (planirani ostali deo dohotka za planirani norma-sat rada za izradu usluge) x (broj norma-sati rada za izradu usluge).

C) Broj norma-sati rada za izvođenje usluge = utvrđeni broj norma-sati rada za obavljanje usluge.

D) Kalkulativna cena usluge = $A + B$.

4.3 METODA ZAJEDNIČKIH NORMATIVA ZA KOLIČINU RADA

Metoda zajedničkih normativa za količinu rada zasniva se na pokazateljima godišnjeg plana poslovanja pojedine organizacije i norma-satima rada za izradu određene usluge.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Biserka Dimiskovska [1]

MEDICINSKI OTPAD U KRATOVU

Rezime:

Opstina Kratovo nalazi se u severoistocnom delu R. Makedonije. Ona obuhvata podrucja gradova Kriva Palanka, Probistip, Sveti Nikole, Kumanovo i Kocani. Sadasnja praksa upravljanja cvrstim otpadom u Kratovo zasnovana je na mesanje nekoliko tipova otpada u procesu upravljanja otpadom sto rezultira u rizike po zdravlje kako i za okolinu i otezњava ponovnu upotrebu i obnovu resursa. Medicinski otpad bolnice u Kratovu skuplja se u kante i skladira se u deponiji Kratova. U referatu je dato resenje za skladiranje medicinskog odpada bolnice u Kratovu, odnosno njegovo spaljivanje u specijalnim insineratorima..

Kljucne reci: medicinski otpad, spalivanje otpada,insceneratori, zivotna sredina

MEDICAL WASTE MANAGEMENT IN KRATOVO

Summary:

The municipality of Kratovo is situated in the northeast part of R. Macedonia, covering the area of the towns of Kriva Palanka, Probishtip, Sveti Nikole, Kumanovo and Kochani. The present practice of solid waste management in Kratovo is based on mixing several types of waste in the process of waste management resulting in health and ecological risks and aggravation of reuse and renewal of resources. The medical waste from the Kratovo hospital is currently collected into bins and is stored in the Kratovo landfill. The paper deals with a solution of storage of the medical waste from the Kratovo hospital and its incineration in special incinerators.

Key words: Medical waste, incineration of waste, incinerators, environment

Ph.D. Associate Professor, IZIIS, University “St.Cyril and Methodius” , Skopje, Republic of Macedonia
Phone: +389-2-3176-155 Fax: +389-2-3112-163 E-mail: biserka@pluto.iziis.ukim.edu.mk

1. INTRODUCTION

The demographic and the physical characteristics of Kratovo have had a key role in establishment of the plan for solid waste management including the activities for reduction and recycling. The land ownership structure and the relations among neightbours, the topography and the geographic factors have also had an influence upon the plan.

The Kratovo environment consists of steep hills, roads and valleys. Currently, the city of Kratovo and Macedonia is to resolve a major solid waste management issue covering all types of municipal industrial, and medical wastes. The main efforts are focused on medical waste. In Macedonia, approximately 900 -1,000 tons of hazardous medical waste is generated per year, which represents about 15% of the total waste generated from health care institutions. Separation of medical waste in hospitals and separate collection and disposal by incineration in Skopje and Kumanovo, Macedonia's two largest cities, accounts for up to 360 ton/year. Financing of these operations is provided by the Ministry of Health (for public health care centers) and by individual private producers of medical waste participating in the system. Table 1. illustrates the quantity of medical waste being generated and the percentage it accounts for within the Republic of Macedonia.

Table 1. Medical Waste Generation

Medical Waste	Quantities (ton/year)	Percentage (%)
Skopje/Kumanovo area	350	5
Other FYROM	650	10
Total	6670	100

1.1. CURRENT PRACTICES

A limited amount of the hazardous Medical Waste -about 35%- is separately collected, transported, incinerated, and disposed of at the Drisla landfill in Skopje. The remaining 65% of the hazardous medical waste is disposed of at municipal landfills or wild dumpsites across FYROM. Generally, the level of separation and proper handling of the hazardous medical waste within the hospitals is low. This report presents a feasibility report on two potential solutions: implementation of medical incinerator, or transporting medical waste to Skopje for incineration.

2. DEFINITION AND TYPES OF MEDICAL WASTE

Before describing the implementation of a medical incinerator, it is important to explain what medical wastes are, the purpose of the medical incinerators and the options for different types of incinerators. There are different types of medical wastes and they are categorized differently: biomedical waste, infectious waste, non-hazardous waste, and non-infectious but hazardous waste.

Biomedical waste is any solid or liquid waste which may present a threat for infection to humans, including non-liquid tissue, body parts, blood, blood products, and body fluids from humans and other primates; laboratory and veterinary waste which contains human disease-causing agents. Medical waste is considered solid waste generated in medical and health institutions (dispensaries, hospitals, policlinics and outpatient departments, dental clinics), which originated from used items and materials as a result of diagnosing, medical treatment and prevention of diseases in humans and animals; (Law on Waste). Medical hazardous waste is : body parts and organs including blood bags and blood reserves (pathological waste); waste whose collection and disposal is subject to special requirements in order to prevent infection (Infectious waste); chemicals consisting of or containing dangerous substances; other chemicals; cytotoxic (toxic to cells) and cytostartic (inhibiting or suppressing cellular growth and multiplications) medicines; other medicines.

A research project conducted by the World Health Organization (WHO) 1999, stated that the wastes coming out of hospitals are 85% non-hazardous, 10% infectious wastes, and 5% non-infectious but hazardous wastes. Clinical wastes are a separate type of medical wastes. Clinical wastes means any waste coming out of medical care provided in hospitals or other medical care establishments.

3. INCINERATORS

Particularly in underdeveloped countries, there is a huge concern about the disposal of infectious waste generated by hospitals due to the fear of spreading of viruses and exposure to toxic metals and organics. Incineration is still the best way to dispose of medical wastes in many countries around the world. Some of the benefits provided by incinerating medical wastes are the sterilization of pathogenic wastes and the reduction of volume by 90 percent. (EPA, 1990) To reduce handling and transportation of waste, onsite treatment plants are a pragmatic option. Incineration may sound as a viable option for many of the waste problems, but it isn't without some cost. An incinerator has to remain above 800oC for complete combustion of medical waste in order to reduce the risk of exposure to infectious wastes. Hospital incinerators emit various number of pollutants that include particles, acid gasses, toxic metals, toxic organic compounds, carbon monoxide, sulfur oxides, nitrogen oxides, pathogens and viruses. It is not only important but also necessary to include an air pollution control device for the incinerators. The following section will describe the options for different medical incinerators and air pollution control devices. The waste incineration process in hospitals can be separated into the following steps: waste preparation; waste charging; waste combustion; treatment of the combustion gases; and handling of residual ash.

4. METHODS

4.1. INCINERATOR DESIGN

The incinerator, which is proposed to be implemented is the batch/controlled-air incinerator. These incinerators are charged with single batch of waste, which is incinerated, cooled, and the ash residue removed. The design capacity for this type of incinerator is from 50 lb/h to 500 lb/h.

The primary objective of any incinerator is to achieve an optimum level in combustion. As described by the EPA, combustion of hospital waste is a chemical process that is equivalent to combustion of fossil fuels for energy recovery. There is a chemical reaction involved that rapidly oxidizes the organic substances in the waste. This reaction will release energy in the form of heat and light and converts the organic materials to an oxidized form. Carbon, hydrogen, and oxygen are the primary compounds of organic portions found in hospital waste and are involved in the reactions that generate most of the energy and bulk of the combustion gas products that are released during incineration. The other potential elements of concern include sulfur, nitrogen and chlorine, which are more of a concern during its emission. The simplified version of combustion organic waste with air can be depicted as follows:

$$C+O22 \rightarrow CO2 + \text{heat}$$
$$2H2 + O2 \rightarrow 2H2O + \text{heat} \quad (1)$$

When complete combustion takes place, carbon and hydrogen combine with the oxygen of the combustion air to form carbon dioxide and water vapor.

The disposal of ash is probably one of the main concerns after the combustion of the waste. If the incinerator is working properly, the reduction of the waste should be in 85% to 90%. The removal of ash is done manually for a small, batch system. But, it is necessary for the incinerator to cool overnight before the removal of ash.

5. AIR POLLUTION CONTROL DESIGN

Along with the above design, an air pollution control device (APCD) was designed for further implementation. It includes venturi scrubber. The venturi scrubber consists of a liquid sprayed upstream from a vessel containing a converging and diverging area. The use of venturi is highly useful and this scrubber is very effective in removing pollutants such as particulate matters, hydrogen chloride, sulfur dioxide, toxic metals and toxic organs.

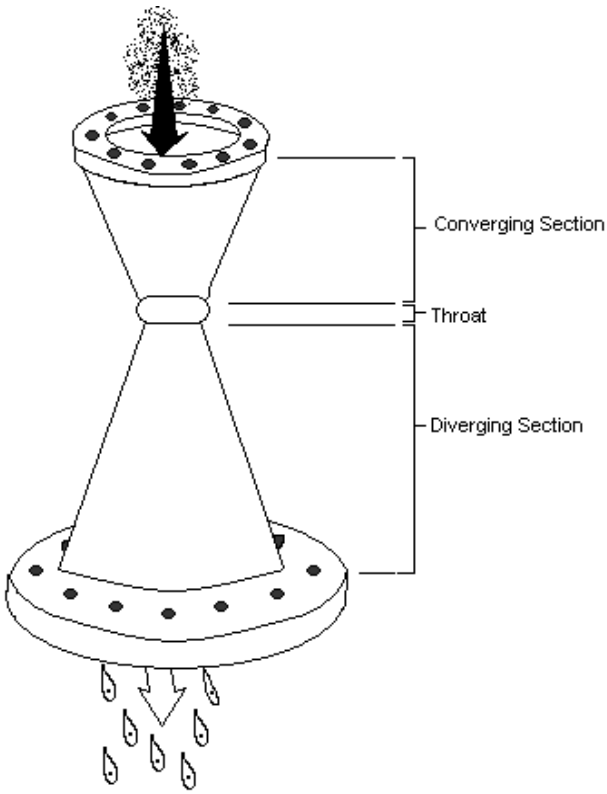


Figure 1Spray venturi with circular throat

6. CONCLUSION

Kratovo, Macedonia needs improvement in Solid Waste Management. This report presents an option for the management of the medical waste for the town. The medical waste incinerator was designed for the population of Kratovo only. The batch feed/controlled air incinerator was chosen to eliminate most of the NOx pollutants. Along with this design, an air pollution control device (APCD) was designed for further implementation. Further research into the design of the incinerator and the APCD presented that the venture scrubber was the appropriate device.

This report presents one option that can be used to solve the medical waste management problem in the town of Kratovo. This design can be feasible economically and environmentally. Further data collection need to be taken to better estimate and calculate the economical feasibility of the system.

REFERENCES

[1] *Handbook of Risk Management, Editors: Carter, R.L., Crockford, G.N., and Doherty, N.A., Kluwer Handbooks, London, Kluwer Publishing, 1974-85.*

[2] *Lees, F.P., Loss Prevention in the Process Industries, Vol. 1 and Vol. 2, Butterworth&Co Ltd, 1980.*

[3] *Human Reliability Associates, Practical Techniques for Assessing and Reducing Human Error in Industry, Course Notes, Manchester, England, 1988.*

[4] *Human Reliability Associates, Practical Techniques for Assessing and Reducing Human Error in Industry, Course Notes, Manchester, England, 1988.*

[5] *Nomenclature for Hazard and Risk Assessment in the Process Industries, Prepared by a Working Party of the Engineering Practice Committee of the Institution of Chemical Engineers, England, 1985.*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Slobodan Grković[*]*, Danijel Kukaras, Milan Romanić, Aleksandar Landović*

DIJAGNOSTIKA STANJA JEDNOG BETONSKOG MOSTA

Rezime:

U radu se obrađuje problematika oštećenja koja su se pojavila tokom višegodišnje eksploatacije pešačkog mosta od armiranog betona preko kanala Dunav-Tisa-Dunav (DTD), u Vrbasu. U radu se prikazuje ocena stanja mosta. Detaljnije se opisuju metode i postupci ocenjivanja stanja, tipovi, vrste oštećenja i njihovi uzroci, rezultati ispitivanja i predložene mere i postupci za intervenciju na mostu u cilju dovođenja objekta u stanje pouzdanog korišćenja. Specifičnost ocene stanja ovog objekta ogleda se u i konceptu ocenjivanju stanja postojećeg mosta.

Ključne reči: most, konstrukcija, oštećenje, sanacija.

CONDITION EVALUATION OF ONE CONCRETE BRIDGE

Abstract:

The paper presents a nature and types of damages that appeared during the long exploitation time of the pedestrian, reinforced concrete, bridge over the Dunav-Tisa-Dunav („DTD“) Channel in Vrbas. Paper gives the condition evaluation of the bridge. Special attention was dedicated to detailed description of methods and procedures of condition evaluation, types and classes of damages and their causes, results of testing and proposed measures and procedures for interventions on the bridge that are aimed at upgrading the bridge to a state of reliable exploitation. Specific nature of condition evaluation of this structure lies in the applied concept for condition evaluation for existing bridge.

Key words: bridge, structure, damage, rehabilitation

[*]Mr Slobodan Grković dipl.građ.inž., Dr Danijel Kukaras dipl.građ.inž., Milan Romanić dipl.građ.inž., Mr Aleksandar Landović , Građevinski fakultet Subotica, 24000 Subotica, Kozaračka 2/a, most@gf.uns.ac.rs

1 UVOD

Tokom 1968 godine, preko kanala Bezdan - Bečej, u Vrbasu, izgrađen je pešački most od armiranog betona (Slika 1). Na mostu su se tokom eksploatacije pojavila oštećenja, naročito izražena na zastoru i gornjoj ploči izazvana dejstvima iz okruženja, posebno hloridima iz soli koja je posipana za odmrzavanje leda na mostu tokom zimskih meseci. Nakon što je došlo do povređivanja jednog pešaka usled propadanja kroz gornju ploču, početkom 2009.g., je i zvanično zabranjen pešački saobraćaj preko mosta. Nadležni iz JP "Direkcija za izgradnju" Vrbas, potom su se obratili stručnjacima Građevinskog fakulteta iz Subotice da sagledaju stanje i daju predlog za intervencije na mostu u cilju dovođenja objekta u funkcionalno stanje. Nakon obilaska i vizuelnog pregleda izrađen je program za ocenu stanja mosta koji je obuhvatao:

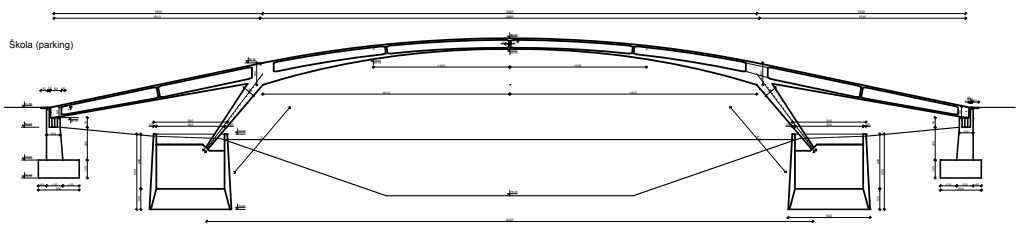
1. Sistematizacija i analiza raspoložive tehničke dokumentacije.
2. Detaljan pregled i potrebna ispitivanja kvaliteta ugrađenih materijala:
   - utvrđivanje gabaritnih dimenzija izvedenog objekta,
   - kontrola dimenzija elemenata mosta, konstrukcije i utvrđivanje promena/odstupanja od projektovanih veličina,
   - detaljan pregled svih elemenata mosta, posebno konstrukcije,
   - identifikacija i klasifikacija oštećenja na mostu, i
   - potrebna uzorkovanja materijala i ispitivanja njihovih svojstava,
3. Tehnički izveštaj sa stručnim mišljenjem o stanju mosta:
   - tehnički opis mosta sa grafičkim prilozima i fotodokumentacijom prikupljenom tokom pregleda objekta,
   - kontrolni statički proračun,
   - ocena stanja konstrukcije objekta sa aspekta pouzdanosti korišćenja, i
   - preporuke za nivo intervencije radi dovođenja mosta u stanje pouzdanog korišćenja.



Slika 1. Izgled mosta

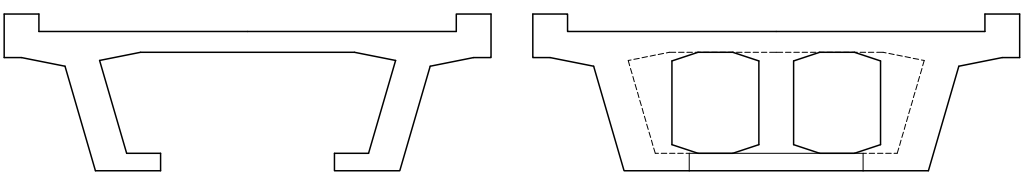
2 KRATAK OPIS MOSTA

Prema programu koji je ustanovila Direkcija hidrosistema Dunav-Tisa-Dunav, Glavni projekat mosta uradilo je Vodoprivredno preduzeće "DTD" iz Novog Sada, 1967.g. Most je projektovan za opterećenja na pešačkim mostovima prema tada važećim propisima PTP iz 1949g. Niveleta mosta je složena i čini je jedan deo iz jednostranog nagiba (krajnji delovi mosta) i od konveksnog dela u srednjem delu mosta. Nagib, krajnjih, pravih delova je 20% dok je poluprečnik krivine R=700 m. Poprečni presek mosta je sandučast, sa nagnutim rebrima, pri čemu je poprečni presek delimično bez donje ploče, a delimično sa montažnim gornjim pločama radi lakšeg postavljanja i održavanja instalacija koje su postavljeni u unutrašnjosti sanduka. Prema projektu, most je u statičkom smislu tretiran kao okvirna konstrukcija, simetrična u podužnom i u poprečnom smislu, sa pendelima na krajnjim stubovima i zglobovima u nožicama srednjih stubova. Osnovne projektovane dimenzije/mere mosta su, 3 raspona: 15,3m+36,6m+15,3m=66,8m, osovinski raspon oslonačkih zglobova je 44,4m a korisna širina mosta 2,4m. Srednji otvor mosta je projektovan tako, da je obezbeđen plovidbeni profil.



Slika 2. Podužni presek mosta

Rasponska konstrukcija je projektovana sa sandučastim poprečnim presekom, trapezastog oblika. U podužnom pravcu visina glavnog nosača varira od 80cm u sredini mosta do 160cm na mestima oslanjanja na srednje stubove i ponovo do 80cm iznad krajnjih pendel stubova. Poprečni presek na krajnjim delovima su izvedeni bez donje ploče dok su gornje ploče izvedene kao montažne. Srednji stubovi su kosi, promenljivog poprečnog preseka od 90cm pri vrhovima i 20cm na mestima oslanjanja na temeljnu konstrukciju. Fundiranje srednjih stubova je izvedeno na armiranobetonskim bunarima dok je fundiranje krajnjih stubova (pendela) izvedeno na temeljima samcima.



Slika 3. Karakteristični preseci mosta

Most je izveden bez hidroizolacije sa zastorom od asfalta. Odvodnjavanje je u podužnom pravcu je rešeno oblikom nivelete mosta pa voda od sredine mosta slobodnim padom otiče ka prelazu sa mosta na nasip. Ograda je od cevastih profila. Duž mosta su postavljena po 2 kandelabra sa obe strane mosta.

3 DIJAGNOSTIKA STANJA MOSTA

Ocena stanja mosta se bazirala na analizi tehničke dokumentacije, detaljnom pregledu, merenjima, ispitivanju svojstava ugrađenog betona i kontrolnom statičkom proračunu.

Detaljan pregled mosta je obuhvatio sve elemente mosta. Merenja su pokazala da izvedeni objekat odgovara projektovanom. Zastor na mostu je deformisan, oštećen-razoren, i\ili ga nema. Zbog lošeg stanja zastora voda sa mosta otiče nekontrolisano u unutrašnjost sanduka na mestu spoja montažnih ploča. Ograda je korodirala, kandelabri oštećeni, a veze za konstrukciju su nestabilne. Postoje rupe u asfaltu, gornjoj ploči i oko stubića ograda i kandelabra. Na mostu, pored projektovanih, postoji još instalacija "obešenih" o konstrukciju mosta čije su obloge, cevi i veze za konstrukciju oštećene. Gornja, monolitna ploča sanduka je u solidnom stanju dok su montažne ploče skoro u celosti oštećene, beton razoren a armatura korodirala. Vidljive su mrlje, fleke, korozija armature i degradirani slojevi betona a venaci razoreni i/ili otpali. U lošem su stanju zone ankerovanja nosača instalacija.



Slika 4. Fotografije o pregledu i stanju mosta

Stanje rebara i donje ploče sanduka su različita u zavisnosti od zona. Na mestima oslonaca rasponske konstrukcije na srednje stubove stanje je bilo nešto povoljnije. U poljima rasponske konstrukcije tj. u zonama u kojima je voda zasićena hloridima iz soli za odmrzavanje nekonstrolisano kvasila ove zone, došlo je do razaranja površinskih i dubinskih slojeva betona a armatura je delimično i\ili potpuno korodirala. Postojale su zone gde je armatura potpuno kordoirala, unutar sanduka. Kosi stubovi su bili u dobrom stanju.



Slika 5. Fotografije o stanju mosta

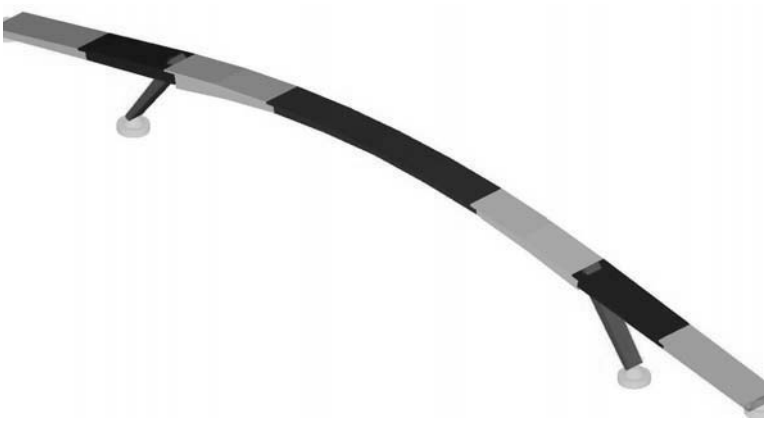
Krajnji oslonci, pendeli su bili zaštićeni tzv. zaštitnim zidom ali su bili zatrpani višestrukim slojevima blata, peska i raznog otpada. Vidno je bilo i neodržavanje mosta. Na osnovu detaljnog pregleda procenjena je potreba uzorkovanja i ispitivanje materijala iz rasponske konstrukcije mosta, naročito onih izloženih dejstvu i okruženja (atmosferilije i soli za odmrzavanje). Uzorkovanje je vršeno iz neoštećenih delova gornje i donje ploče sanduka, rebara i stubova. Rezultati ispitivanja pokazali su relevantna svojstva betona u granicama koje nisu zadovoljavajuće. Ustanovljeno je prisustvo hlorida u višetruko većoj količini od one koja bi se mogla smatrati prihvatljivom sa aspekta važećih propisa.



Slika 6. Fotografije o stanju mosta

Kontrolni statički proračun konstrukcije vršen je na simuliranom proračunskom modelu korišćenjem programskog paketa Tower 5.5. (softver za statičku i dinamičku analizu ravanskih i prostornih konstrukcija). Proračunski model formiran je na osnovu geometrije elemenata konstrukcije iz projekta (kontrolisane na licu mesta) i ustanovljenih karakteristika ugrađenog betona. Proračunskim modelom obuhvaćena je stvarna raspodela krutosti i masa što je posebno značajno pri modeliranju rasponske konstrukcije. Opterećenja su tretirana prema „Pravilniku o tehničkim normativima za određivanje veličina opterećenja mostova“ iz 1991.g. Analiza uticaja izvršena je za elemente konstrukcije i izvedeni su zaključci:

- Rasponska konstrukcija. Ugrađena armatura za prihvatanje uticaja usled savijanja i smicanja dovoljna je za prihvatanje proračunskih uticaja u svim presecima. U krajnim poljima podužna armarura u donjoj zoni pretrpela je značajna oštećenja tako da je potrebno u potpunosti zameniti. U presecima nad srednjim osloncima (kosi stubovi) podužna armatura je u manjoj meri oštećena, pa je potrebna dodatna armatura koja treba da se ugradi prilikom dobetoniranja gornje ploče sanduka.
- Gornja ploča . Umesto postojećih montažnih ploča potrebno je izvestii monolitne ploče debljine 7.5cm, koje po postizanju računske čvrstoće prihvataju dodatni teret od AB ploče 7.5cm po celoj širini mosta, kao i od korisnog opterećenja. Za granične vrednosti navedenih uticaja usvojena je nova armatura
- Kosi stubovi.Ugrađena armatura i beton u kosim stubovima zadovoljava za sva proračunska naponska stanja.



Slika 7. Proračunski model

4 ZAKLJUČCI

Nakon sistematizacije i analize tehničke dokumentacije, detaljnog pregleda objekta, rezultata merenja, ispitivanja svojstava ugrađenog betona i kontrolnog statičkog proračuna ustanovljeno je da pouzdanost korišćenja ovog mosta u zatečenim uslovima eksploatacije nije zadovoljavajuća. Zato su nadležnima date preporuke i smernice za izvođenje radova na sanaciji mosta radi obezbeđivanja potrebne pouzdanosti korišćenja, nakon čega je izrađen i projekat sanacije mosta koji je prema tom projektu saniran krajem 2009.g. Nadalje, stečena iskustva na oceni stanja ovog mosta su potvrdila značaj doslednosti primene metodologije i pravilnog redosleda aktivnosti i postupaka ocenjivanja stanja postojećih mostova. Iskustva stečena i na ovom objektu mogu se koristiti kod ocene stanja drugih, sličnih mostova.

5 LITERATURA

[1] *Ocena stanja betonskog pešačkog mosta preko kanala u Vrbasu* / S. Grković, D. Kukaras, M. Romanić, A. Landović// Građevinski fakultet u Subotici, Avgust 2009. godine, Subotica,

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Slavica Vučetić – Abinun[1] *, Petar Spasić*[2]

GLAVNI PROJEKTI SANACIJE MOSTOVA NA PUTU M–8, DEONICA: ALJINOVIĆI – SJENICA – NOVI PAZAR

Rezime:

Glavni projekat rehabilitacije – dogradnje magistralnog puta M – 8, deonica Aljinovići – Sjenica – Novi Pazar, je uslovio i intervencije na postojećim putnim objektima – mostovima. Prema sračunatim rejtinzima u Bazi podataka za mostove (neodložna sanacija), utvrđeno je da su tri mosta u veoma lošem stanju, da imaju velika konstruktivna oštećenja, višestruke ranije sanacije i odlučeno je da se potpuno sruše i zamene novim objektima. Na jednom mostu je zamenjen kompletan gornji stroj mosta, a donji stroj je saniran. Dva mosta su prema rejtinzima zahtevala planiranje sanacije i investiciono održavanje.

Ključne reči: rehabilitacija, sanacija, baza podataka, konstrukcije.

MAIN DESIGNS OF BRIDGE REPAIRS ON MAIN ROAD M-8SECTION: ALJINOVIĆI - SJENICA - NOVI PAZAR

Summary:

This paper is revealing one example of a complete bridge demolition and design of a new bridge. Moreover, there is a presentation in this paper regarding the substitution of superstructure with required repair and adaptation of substructure, as well as the design of repair with adequate widening to required traffic profile.

Key words: rehabilitation, repair, data-base, structures.

[1] dipl.ing.građ,Glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d. Beograd
[2] dipl.ing.građ,Glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova i konstrukcija Instituta za puteve a.d Beograd

UVOD:

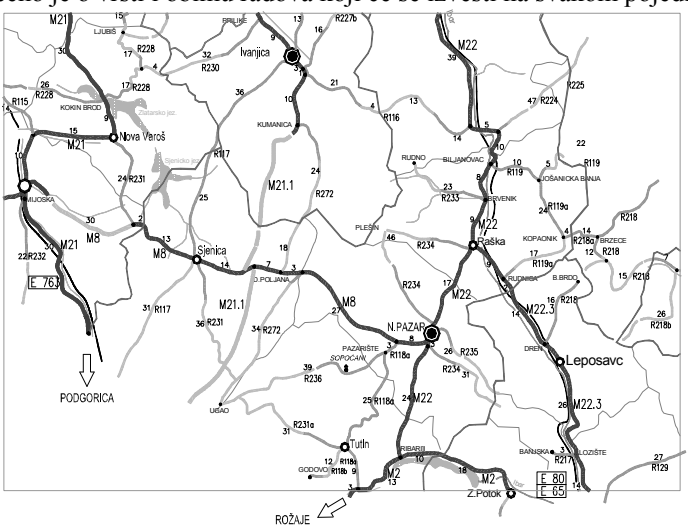
Na predmetnoj deonici puta je bilo šest manjih mostova, koji su za prepreke imali rečne tokove. U pogledu statičkog sistema, mostovi su bili: pune proste ploče, ošupljene proste ploče, kontinualni nosači na dva i tri polja i prosti ramovi.

Projektom je naročito obuhvaćeno:

- Utvrđivanje postojećeg stanja mostova.
- Otklanjanje svih konstatovanih nedostataka na mostovima, koji utiču na sigurnost, funkcionalnost i trajnost postojećih objekata.
- Prilagođavanje elemenata gornjeg stroja mosta uslovima rehabilitacije – dogradnje magistralnog puta M – 8.

Osim činjenica utvrđenih izlaskom na lice mesta i detaljnim pregledom mostova, korišćeni su i podaci iz zapisnika o pregledu mostova za Bazu podataka. Prema utvrđenoj metodologiji vrednovanja stanja i stepena oštećenja, za svaki most pojedinačno je dobijena vrednost rejtinga, ocena njegovog stanja i preporučen je tip održavanja, tj. intervenisanja.

Na osnovu analize konstatovanih oštećenja, geotehničkih podloga i hidrotehničkih uslova, odlučeno je o vrsti i obimu radova koji će se izvesti na svakom pojedinačnom mostu.



1. PROJEKAT MOSTA KOJI SE RUŠI

Od tri mosta koja su predviđena za rušenje, jedan premošćuje reku Jablanicu.
Postojeći armirano betonski most je raspona 11,00 m, ukupne dužine sa krilima 22,70 m. Širina kolovoza na objektu iznosi 6,00 m. Obostrane pešačke staze na rasponskom delu objekta su

širine po 0,60 m. Ukupna širina objekta je 7,20 m. Na krilnim zidovima ne postoje pešačke staze.



Izgled postojećeg mosta



Oštećenje kolovozne konstrukcije

Rasponska konstrukcija je izrađena od 7 srednjih montažnih nosača, dimenzija b/d = 78/40 cm i dva ivična nosača dimenzija b/d = 42/40 cm, utegnutih poprečnim kablovima radi postizanja sadejstva. Krajnji stubovi su zidani obrađenim kamenim blokovima.
Na desnom obalnom stubu je ugrađena čelična cev ispunjena betonom, sa čeličnim trakama kao pokretno ležište. Na levom obalnom stubu, konstrukcija se direktno oslanja na stub – nepokretno ležište.
Kolovozni zastor na objektu je od asfalt betona d = 5 cm, a hidroizolacija gornje površine betonske kolovozne ploče nije predviđena.
Poslednji pregled mostovske konstrukcije izvršen je 2007. god. Na osnovu proračuna rejtinga mosta, zaključeno je da je potrebno izvršiti neodložnu sanaciju.

Statičkom proverom nosivosti postojeće rasponske konstrukcije, za dodatno stalno opterećenje (novi elementi saobraćajnog profila) i pokretno opterećenje (računska šema opterećenja za tipsko vozilo V 600) dobijen je konačni napon na donjoj ivici nosača, $\sigma 1 = -5{,}74$ MPa, koji je znatno prekoračio dozvoljeni
ivični napon zatezanja u eksploataciji, za beton kvaliteta MB 40 MPa, $\sigma_{доз,\infty} = -1{,}8$ MPa.
Obzirom da vodotok ispunjava ceo rasponski profil mosta postojala je opravdana sumnja da je došlo do podlokavanja temelja stubova mosta.
Činjenica da betonska temeljna greda, zbog postojanja kaskade u profilu mosta, ne naleže na podlogu celom površinom, već delom „visi“, doprinela je i sumnji u stabilnost obalnih stubova, a samim tim i na stabilnost celog objekta i na bezbednost odvijanja saobraćaja preko mosta.
Na osnovu iznetih činjenica i uočenih oštećenja na konstrukciji, Projektant je predložio Investitoru:

- da se ukloni celokupna konstrukcija mosta;
- da se izgradi novi objekat sa zahtevanim elementima saobraćajnog profila koji će u potpunosti zadovoljiti uslove stabilnosti i funkcionalnosti objekta po pitanju sigurnosti i bezbednosti odvijanja saobraćaja;
- da se izvrši korekcija vodotoka regulacijom korita reke, na osnovu odgovarajuće hidrotehničke dokumentacije.

- projektna dokumentacija za novi objekat da se uradi na osnovu elemenata rehabilitovane trase magistarlnog puta M-8, geotehničkih istraživanja i uslova, kao i hidrauličkih uslova otvora mosta za predmetnu lokaciju.

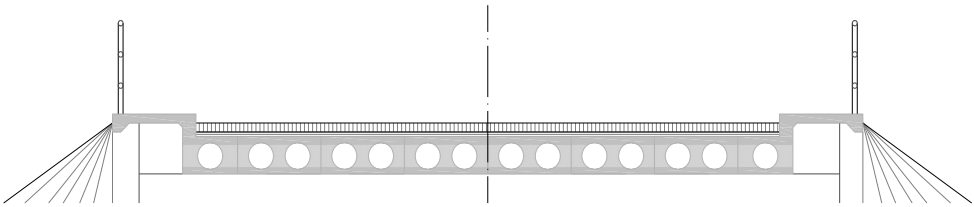
2. PROJEKAT MOSTA KOD KOGA SE ZAMENJUJE GORNJI STROJ

Postojeći most preko Goračanske reke je armirano betonski, sa masivnim kratnjim stubovima od nearmiranog betona.
Rasponska konstrukcija mosta je dužine Lk = 12,50 m. Ukupna dužina objekta, sa krilnim zidovima je L = 18,30 m. Širina kolovoza na objektu je Bk = 7,00 m. Obostrane pešačke staze, na rasponskom delu objekta, su širine po 1,00 m. Ukupna širina objekta je B = 9,00 m. Most je zakošen za ugao $\alpha = 14^0$.
Rasponska konstrukcija mosta je izrađena od montažnih nosača od prethodno napregnutog betona sa utezanjem poprečnim kablovima radi ostvarivanja sadejstva.
Dimenzije 6 srednjih nosača su b / d = 100 / 42 cm, a krajnjih je b/d = 66 / 42 cm. Nosači su olakšani sa po dve kartonske cevi Ø 30 cm.
Da bi se ispunili iz projektnog zadatka u vezi eleemnata saobraćajnog profila na mostu je bilo potrebno izgraditi, preko postojeće konstrukcije mosta, dodatnu armirano betonsku ploču, debljine d = 12 cm, sa obostrano prepuštenim konzolama raspona l = 1,40 m za nove pešačke staze.




Izgled mosta i prodor vode kroz kolovoznu konstrukciju

Na osnovu izvršene statičke provere nosivosti postojeće rasponske konstrukcije za dodatno stalno opterećenje i pokretno opterećenje (tipsko vozilo V 600), dobijen je konačni napon na donjoj ivici nosaca, $\sigma 1 = - 7,51$ MPa. Konstatovano je da je prekoračen dozvoljeni ivični napon zatezanja u eksploataciji, za beton kvaliteta MB 40 MPa, koji iznosi, $\sigma bz,\infty = - 1,8$ MPa.
Čeone površine nosača sa zaštitnim betonom kotvi su u direktnom kontaktu sa materijalom nasipa, pa kroz oštećenja na kolovozu prodiru voda i industrijska so u zonu krajeva nosača. Zato je postojala opravdana sumnja u stanje kotvi a samim tim i u stanje krajeva kablova i veličinu sile prednaprezanja u kablovima.



Poprečni presek postojeće konstrukcije

Slabost ovakvog konstruktivnog sistema predstavlja i tzv. „suva“ spojnica između glavnih nosača, koja ne omogućava efikasno poprečno utezanje, radi sadejstva svih podužnih nosača.
Na osnovu svih činjenica Investitoru je predloženo da se uradi:

- Zamena rasponske konstrukcije mosta;
- Rekonstrukcija zona oslanjanja na krajnjim stubovima;
- Sanacija postojećih čeonih i krilnih zidova krajnjih stubova;
- Projektna dokumentacija, za navedene radove, da se usaglasi sa elementima rehabilitovane trase magistralnog puta M - 8.

3. PROJEKAT MOSTA KOJI SE PROŠIRUJE

Armirano betonski most preko reke Grabovice u Sjenici je ramovska konstrukcija, raspona 19,00 m, ukupne dužine 25,00 m. Kolovozna konstrukcija je armirano betonska ploča, promenljive debljine od 55 cm u sredini mosta, do 115 cm na oporcima. Širina kolovoza na mostu je 8,00 m, širina pešačkih konzola po 3,30 m, a ukupna širina mosta iznosi 14,60 m.
Most je zakošen za ugao $\alpha = 30^{\circ}$, a izgrađen je 1956. godine.
Na osnovu pregleda mostovske konstrukcije i prema metodologiji vrednovanja stanja i stepena oštećenja, dobijeno je da je potrebno izvršiti investiciono održavanje mosta.





Kalcifikacija usled prodora vode kroz konstrukciju i korozija armature na konzoli

Konstatovano je da postoje kalcifikovani tragovi prodora vode na čeonim platnima krajnjih stubova, kroz kolovoznu ploču. Usled oštećenja vodovodne cevi i konstantnog kvašenja konstrukcije, došlo je do odvajanja kamene obloge od stuba i ispiranja terena iza stuba.
Na bočnim površinama kolovozne ploče su bele, kalcifikovane fleke od agresivnog dejstva vode i soli i formirani su "stalaktiti". Na donjoj starni glavnog nosača – rigle su takođe vidljive kalcifikovane fleke, delimično je oštećen zaštitni sloj betona, a ogoljena armatura je korodirala.
Beton na krajevima konzola pešačkih staza je oštećen dejstvom atmosferske vode i industrijske soli, armatura je ogoljena i korodirala. Ne postoje okapnice, tako da voda sa gazišta podliva i kvasi donju površinu konzola.

Čelična ograda na mostu je delimično oštećena korozijom, nedostaje deo ispune i nema propisanu visinu, tako da ne predstavlja potpunu zaštitu za pešake na mostu.
Korito reke u zoni mosta je regulisano i obloženo kamenom. Obraslo je vegetacijom i nije očišćeno od rečnog nanosa i raznog otpada, šuta i đubreta.
1. Elementi sadašnjeg saobraćajnog profila na mostu: širina kolovoza i širina pešačkih staza, zadovoljavaju projektnim zadatkom tražene uslove. Ostali elementi sadašnjeg saobraćajnog profila na mostu: ivičnjaci, ograda i venci, ne zadovoljavaju uslove tražene projektnim zadatkom.

2. Predmetnom projektnom dokumentacijom je predviđeno saniranje svih oštećenja i otklanjanje nedostataka, evidentiranih prilikom pregleda.

4. ZAKLJUČAK

Dugogodišnji nedostatak redovnog održavanja mostova dovodi do znatnih oštećenja, koja zahtevaju veliko investiciono ulaganje da bi se mostovi doveli u bezbedno i funkcionalno stanje, za sve učesnike u saobraćaju.
Prethodno napregnuti, ošupljeni nosači, sa 'suvim spojnicama", bez armirano betonske ploče iznad njih, su se pokazali kao loše konstruktivno rešenje, jer su izloženi nesmetanom prodoru atmosferske vode i industrijske soli kroz konstrukciju.
Intenzitet putničkog, a posebno teretnog saobraćaja na predmetnoj deonici puta je bio mali. Oštećenja na mostovskim konstrukcijama bi bila mnogo veća da je bio jači intenzitet teretnog saobraćaja.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Dušan Isakov[1], Žarko Vulović[2]

SANACIJA POSTOJEĆIH MOSTOVA SA OSVRTOM NA REŠAVANJE PROBLEMA DILATACIJA

Rezime: U dosadašnjoj praksi sretali smo se sa mnoštvom primera oštećenja nastalih na kaonstrukcijama mostova na kojima je bilo neopohodno izvesti hitne sanacione radove. U radu su predstavljeni primeri sancija konstrukcija mostova, ukidanje dilatacija gde je to bilo moguće i vraćanja funkcija koje su mostovi ranije imali. Primenom sanacionih radova, kao što su ukidanje dilatacija na rasponskim konstrukcijama mostova, sanacija lokalnih oštećenja konstrukcije i zaštitom površina premazima koji su otporni na atmosferske uticaje, može se znatno produžiti eksplatacioni vek, a samim tim i život jednog mosta.

Ključne reči: most, sanacija, dilatacione spojnice

THE RENEWAL DESIGNES OF EXISTING BRIDGES WITH RESOLVING PROBLEMS OF EXPANSION JOINTS

Summary: In entirely up today practice we have meet the varietes of the examples considering the bridge damages on which the neccesery urgent renewal works needed to be done. In this work are represented the renewal designes of the bridge, annulation of the expansion joint, where it was possible but still remaining the look and the role that bridges used to have in the past days. Annulation of the expansion joints on the bridge, renewal of the local construction damage, and protecting the surfaces with coverings wich are resistant to the weather conditions, exploatation period of the bridge could be significantly extended.

Key words: bridge, renawal, expansion joints

[1] dipl.ing.građ, glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd
[2] dipl.ing.građ, glavni inženjer Zavoda za projektovanje mostova, Institut za puteve a.d. Beograd

1 UVOD

U eksplatacionom veku jednog mosta od posebne važnosti za očuvanje prvobitnog izgleda i funkcije ima pravilno izabran statički sistem, čistota kontura elemenata konstrukcije i kvalitet materijala ugrađenog u most. Na trajnost, u smislu pouzdanosti, čvrstine konstrukcije kao odgovora na spoljne uticaje kojima je most konstantno izložen, veliku ulogu ima otklanjanje svih eventualno slabih mesta u sistemu. Potencijalno osetljive zone na konstrukciji mogu uz prisustvo uticaja spoljnih faktora dovesti do destrukcije pojedinih delova, kao i do kolapsa čitavog mosta. Dilatacione spojnice u eksplataciji mosta predstavljaju najopterećenija mesta na gornjem stroju i izložene su stalnim uticajima saobraćaja, pomeranjima od dejstava temperature i kočenja vozila, atmosferskim uticajima i korozivnim delovanjem soli.

Navedeni primeri saniranih mostova predstavljaju finalni proizvod nastao u saradnji nas kao projektanata, Investitora i izvođača radova na objektima. Snimanja na terenu, obradu podataka kao i rad u Zavodu za projektovanje mostova na izradi Glavnih projekata sanacije izveli su Žarko Vulović, dipl.građ.inž, i Dušan Isakov, dipl.građ.inž uz saradnju zaposlenih u Zavodu za projektovanje mostova.

2 SANACIJA MOSTA PREKO SALAŠKE REKE KOD JASIKOVA

Most, na km. 6+757,30 magistralnog puta M 25 Negotin – Zaječar, sa armirano betonskim obalnim i srednjim stubovima i prednapregnutim betonskim montažnim gredama i montažnim pločama. Rasponi mosta preko pet otvora iznose 33+3x34+33m. Glavnih nosača ima po četiri u svakom polju. Most je projektovan 1976. god. u Institutu za puteve - Zavodu za projektovanje mostova i konstrukcija, Beograd.

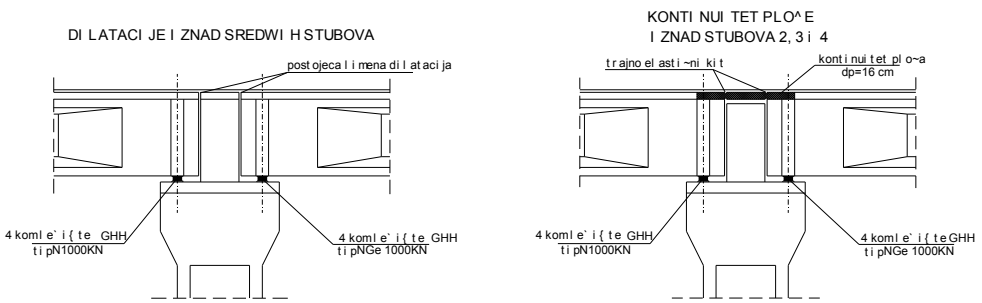


Sl.1. Izgled mosta i dilatacije na mostu pre sanacije

U projektu su usvojena pokretna i nepokretna ležišta i to nad obalnim stubovima tip Nge 1000, a nad srednjim stubovima naizmenično pokretno/nepokretno po 4 kom tipa N1000 i po 4 kom tipa Nge1000. Na srednjem stubu 2 postoje 8 kom ležišta tipa N1000. Most je fundiran direktno na temeljima. Glavnim projektom predviđena je ugradnja dilatacija od bakarnog lima, po dve nad svakim srednjim i po jedna nad obalnim stubovima. Sve spojnice su manje ili više bile oštećene tako da su izgubile svojstvo vodonepropustnosti.

RADOVI NA SANACIJI MOSTA

Most je u svom eksplatacionom veku dokazao svoju stabilnost i pouzdanost. Agresivni uticaji atmosferilija i stalnog saobraćaja ostavili su traga na vidljivim površinama konstrukcije . Naročito je uočljivo da su dilatacije na mostu postale nefunkcionalne i predstavljale kritična mesta na mostu, i što se tiče mogućeg prodora vode, i ugrožavanja bezbednosti saobraćaja koji se odvija preko mosta. Postojala je latentna opasnost od mogućeg stvaranja jezeraca vode na kolovozu. Novo rešenje slivnika je omogućilo bolje odvođenje vode sa kolovoza, ali to ne znači da isključuje potrebu za periodičnim pregledima i čišćenju istih.



Sl.3. Podužni i poprečni preseci

Osnovni koncept sanacije mosta je predvideo saniranje svih oštećenja i otklanjanje svih nedostataka evidentiranih prilikom pregleda. Projektom sanacije dato je i novo rešenje pešačkih staza sa novim poprečnim nagibima i dimenzijama. Pored saniranja oštećenja i nedostataka, projektnim rešenjem je predviđeno i kontinuiranje armirano betonske kolovozne ploče, odnosno ukidanje velikog broja dilatacionih spojnica.

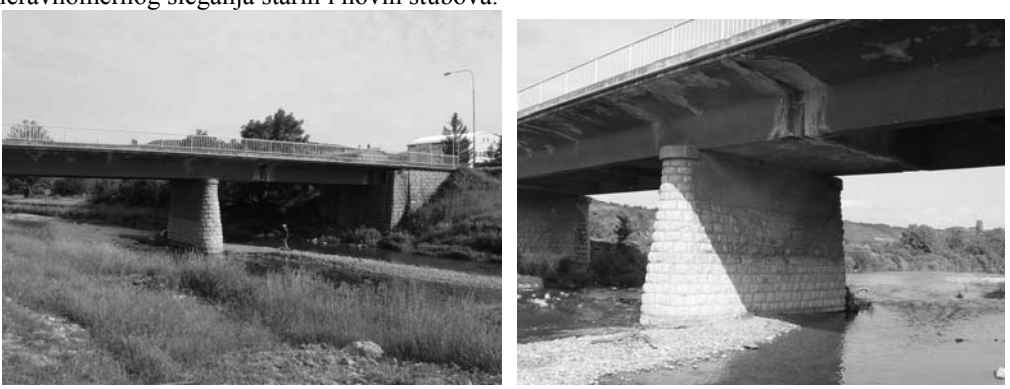


Sl.5. Izgled mosta nakon sanacije

3 SANACIJA MOSTA PREKO REKE TRGOVIŠKI TIMOK

Glavni projekat postojećeg mosta, na km. 156+656,79 magistralnog puta M-25, urađen je 1957. godine u Preduzeću za trasiranje i projektovanje puteva i mostova „Trasa“ – Beograd. Na

lokaciji postojećeg mosta nalazio se stari most drvene gornje konstrukcije. Zamenom gornje konstrukcije novom armirano betonskom sistema „Gerberov nosač“, postojeći most je dobio sadašnji izgled. Od starog mosta su iskorišćena dva srednja i jedan obalni stub, a druga dva stuba su napravljena nova. Postojeći most svojim rasponima između stubova 16,62+20,76+20,76+16,62m zadovoljava potreban hidraulički otvor. Usvojeni statički određen sistem „Gerberov nosač“ gornje konstrukcije, omogućio je prihvatanje mogućeg neravnomernog sleganja starih i novih stubova.

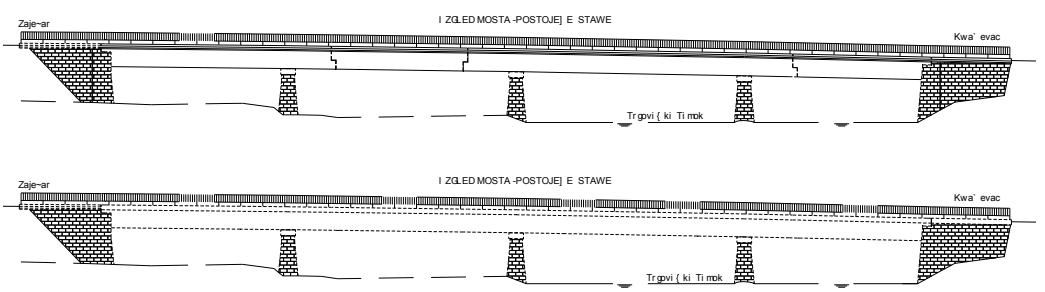


Sl.7. Izgled mosta pre sanacije

Dilatacije na obalnim stubovima su bile ispunjene otpadnim materijalom, a njihov izgled je ukazivao na njihov mali kapacitet. Dilatacije iznad zglobova su bile jako oštećene tako da praktično nisu bile u funkciji.

RADOVI NA SANACIJI MOSTA

Predmetnom projektnom dokumentacijom je predviđeno saniranje svih oštećenja i otklanjanje svih nedostataka evidentiranih prilikom pregleda. Poseban zahtev iz projektnog zadatka se odnosio na sanaciju zona oko spojeva gornje konstrukcije mosta u poljima između stubova. Izvršena je sanacija tih spojeva i ukinuti su zglobovi i dilatacije u poljima. Ovaj problem se rešio tako, što su se vezni elementi spoja, poprečni nosači, porušili i ugradila se nova, statičkim proračunom utvrđena, armatura i ceo presek se monolitizovao armiranim betonom MB35.



Sl.9. Izgledi mostova

4 SANACIJA NADVOŽNJAKA na km 618+504,68 AUTOPUTA BEOGRAD – NIŠ U SASTAVU PETLJE KOD MALOG POŽAREVCA

Pregledom stanja dilatacionih spojeva na mostu na km 618+504,68 autoputa Beograd – Niš u sastavu petlje kod Malog Požarevca konstatovano je da su ovi delovi konstrukcije mosta u permanentnom propadanju, da su više puta menjani i popravljani, ali neuspešno. Od prodora vode sa površine kolovoza nanete su velike štete na samoj konstrukciji mosta.



Sl 10. Izgled nadvožnjaka pre sanacije i posle sanacije

Iznad srednjih stubova nalazi se ležišna greda na koju se oslanjaju glavni podužni nosači dva susedna polja. Ovakvo rešenje je uslovilo pojavu dilatacione spojnice iznad srednjeg stuba.

Glavni podužni nosači jednog polja oslanjaju se na pokretno ležište i omogućeno im je dilatiranje, a nosači drugog polja na nepokretno ležište koje omogućava samo rotaciju kraja glavnih nosača ali ne i pomeranja. Glavni nosači iznad srednjeg stuba su postavljeni "čelo u čelo" sa razmakom za širinu dilatacije.

Uočena su značajna oštećenja kraja ležišne grede na nižoj strani mosta gde je vidljiva ogoljena armatura. Površinska oštećenja betona nastala su kao posledica permanentnog curenja vode kroz oštećene dilatacije.

Sa te strane na stubu je primetna promena boje površine betona – kalcifikacija, kao i znatno površinsko oštećenje spoljne strane stuba.

RADOVI NA SANACIJI MOSTA

Zatvorena je za saobraćaj jedna od saobraćajnih traka, na kojoj se vršila sanacija, i prebacio se saobraćaj u oba smera na drugu saobraćajnu traku. Postavljanje saobraćajne signalizacije koja omogućava takvu vrstu zahvata na mostu je obavezan vid poštovanja propisa o bezbednosti saobraćaja.

Uklonjen je kolovozni zastor od asfalt betona debljine 6 cm na delu iznad srednjih stubova po celoj širini mosta, a na prosečnoj dužini od 9.3 m.

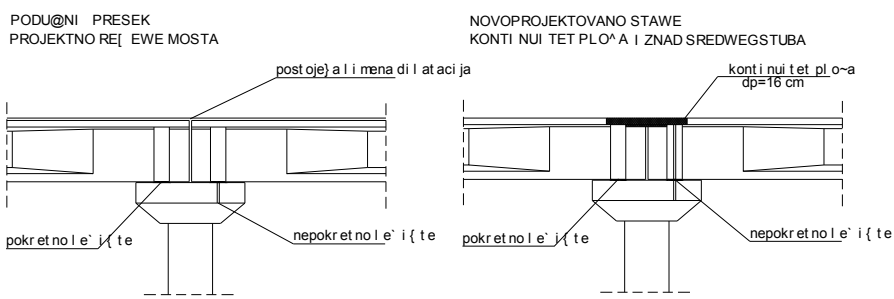
Radovi na izradi kontinuitet ploče su se obavljali u dve faze.

Prva faza radova je obuhvatala rušenje kolovozne ploče na polovini širine mosta plus 1,0m, ukupne širine 6,92 m i na dužini od 2 x 1.0 m. Debljina postojeće ploče koja se rušila je 16 cm. Potrebno je bilo u potpunosti sačuvati postojeću podužnu armaturu, jer se ona zadržala u novoj

kontinuitet ploči. U taj i tako oslobođen prostor sa postojećom podužnom armaturom, posle neophodne pripreme površine postavljena je nova, dodatna armatura kontinuitet ploče. Prva faza betoniranja kontinuitet ploče obuhvatala betoniranje prvih 5,92 m širine mosta betonom marke MB35.

Nakon potrebnog vremenskog perioda za očvršćavanje betona, preusmeren je saobraćaj na saniranu traku, a na preostaloj širini mosta otpočeti su radovi druge faze: rušenje betona, postavljanje armature i povezivanje sa poprečnom armaturom prve faze i na kraju betoniranje preostalog dela kontinuitet ploče.

Posle potrebnog vremena za očvršćavanje betona, izvedena je, na suvu i čistu betonsku površinu kontinuitet ploče, hidroizolacija.



Sl 13. Podužni preseci

5 ZAKLJUČAK

Navedeni primeri pokazuju da radovi na sanaciji mostova ne obuhvataju samo radove potrebne da se mostovi dovedu u stanje predviđeno osnovnim projektima, već i radove na otklanjanju slabih mesta u konstrukciji mosta. Upravo takva mesta su dilatacije i zglobovi i u primerima je prikazano njihovog ukidanja na srednjem delu rasponske konstrukcije mosta, podrazumevajući da se statičkim proračunom to može opravdati. Na taj način povećana je upotrebna vrednost, pouzdanost i trajnost saniranih mostova.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Ljubomir VLAJIĆ[1], Aleksandar LANDOVIĆ[2]

ANALIZA MOGUĆNOSTI OJAČAVANJA ARMIRANO-BETONSKIH STUBOVA SPREZANJEM SA ČELIČNIM CEVIMA

Rezime:

Predmet ovog rada je eksperimentalno-teorijska analiza centrično pritisnutih armiranobetonskih stubova ojačanih – saniranih čeličnim cevima. Armiranobetonski stubovi kvadratnog poprečnog preseka su bili ojačavani postavljanjem unutar čelične cevi, dok je međuprostor popunjavan betonskim mešavinama različitog kvaliteta. Izbor dimenzija stuba je izvršen tako da se simulira "stroga geometrijska sličnost" sa realnim konstrukcijama u odnosu 1:3,3. Predmet rada razmatra konkretan problem konstrukcija koji se može javiti u građevinskoj praksi pri saniranju, odnosno ojačavanju betonskih stubova opterećenih aksijalnom silom pritiska.

Ključne reči: Armiranobetonski stub, ojačavanje, spregnut presek

ANALYSIS OF METHODS FOR STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE COLUMNS COUPLED WITH STEEL TUBES

Abstract:

The topic of this paper is experimental-theoretical analysis of axially compressed reinforced concrete columns strengthened – retrofitted with steel tubes. Reinforced concrete columns (squared section) were placed inside steel tubes, while free spaces between the column and the tube were filled with different quality concrete mixtures. Dimensions of columns were chosen so that they could be compared with real constructions in ratio of 1:3,3. This paper deals with specific structural problems that can occur in civil engineering practice when retrofitting or strengthening of axially compressed concrete columns is needed.

Key words: Reinforced concrete column, strengthening, composite section,

[1] Naučni savetnik, prof. dr Ljubomir VLAJIĆ dipl.građ.inž. Saobraćajni institut CIP, Beograd, Nemanjina 6/IV,
[2] Asistent, mr Aleksandar LANDOVIĆ, dipl.građ.inž. Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a,

1 UVOD

Danas, kako kod nas tako i u svetu, postoji značajan broj konstrukcija koje su dotrajale ili im je promenjena namena ili su incidentno oštećene različitim uzrocima. Takođe, u toku vremena, naročito kod mostova, dolazi do degradacije armiranobetonskih elemenata usled povećanja intenziteta korisnog (saobraćajnog) opterećenja, povećanja agresivnosti okoline usled naglog razvoja industrije i neadekvatne ekološke zaštite. Pooštravanje seizmičkih propisa dovelo je mnoge relativno starije konstrukcije u stanje nedovoljne seizmičke otpornosti. U izuzetnim slučajevima potrebno je vršiti ojačavanje konstrukcija još u fazi gradnje zbog određenih propusta u projektovanju i/ili izvođenju. U današnje vreme nije neobično da se projektni uslovi menjaju nakon započete gradnje, tako da se na već započete i izgrađene podzemne i prizemne etaže nadogradi sprat ili dva više od projektom predviđenih. Rekonstrukcijom, adaptacijom i nadogradnjom postojećih objekata vrlo često se povećava ukupna spratnost objekta, što uslovljava najčešće povećanje aksijalnih sila pritiska u AB stubovima. Sve ove konstrukcije zahtevaju neki vid ojačanja za šta je, kod stubova, naročito pogodno postavljanje čeličnih cevi celom visinom stuba uz popunjavanje međuprostora sitnozrnim betonom ili specijalnim betonskim mešavinama kao što su Eksmal, Maltex, Polimag i sl. Stub ojačan na ovakav način može da primi dopunsko opterećenje, a njegova nosivost zavisi od stepena angažovanja čelične cevi i materijala ispune, odnosno od stepena sadejstva sastavnih delova trodelnog novoformiranog spregnutog poprečnog preseka stuba [1].

Spregnuti stubovi od čeličnih cevi ispunjenih betonom predstavljaju jedan od prvih tipova spregnutih konstrukcija. Omotač, odnosno čelična cev omogućava da se usled utezanja betona formira takozvani obručni mehanizam, čime se znatno povećava efekat sprezanja i postiže veća nosivost. Formiranje efekta obruča izaziva pojavu biaksijalnog naponskog stanja u čeliku, triaksijalnog stanja napona u betonskom jezgru, dok samo betonsko jezgro sprečava pojavu izbočavanja zida cevi prema unutra. Ukoliko opterećenje istovremeno deluje i na čeličnu cev i na betonsko jezgro, pri umerenom nivou opterećenja od ($0.3 \div 0.5 f_p$), može doći do različitog bočnog širenja čelika i betona zbog različitog Poisson-ovog koeficijenta. U tom slučaju čelik će se više širiti od betona što može imati za posledicu umanjeni efekat utezanja preseka [6].

2 PRIMER OJAČAVANJA STUBA

Efikasnost metode ojačanja AB stubova sprezanjem sa čeličnim cevima zasniva se na principima biaksijalnih i triaksijalnih stanja napona u osnovnim materijalima stuba [5]. Ovaj postupak do sada uspešno primenjen pri sanaciji i ojačavanju više značajnih objekata kao što je sanacija objekata "Medifarm" [1], Palate "*Ušće*" u Beogradu, objekta štamparije "*Optimum*" u Smederevskoj Palanci, objekta "*B1*" u Bloku 40 na Novom Beogradu koje su sprovedene pod rukovodstvom Prof. dr Ljubomir Vlajića.

Na slici 1.a prikazan je AB stub dimenzija *40/40cm* sa kapitelom *Bv=2.5m* neposredno pre ojačavanja pomenutom metodom. Razlog ojačavanja je povećana sila u srednjim stubovima koji su zbog povećanja krutosti ploče usled kapitela i malih dimenzija spoljašnjih stubova na sebe preuzeli veće opterećenje. Kvalitet betona osnovnog stuba takođe je jedan od razloga ojačavanja. Ojačavanje stubova je vršeno pomoću cevi formirane postupkom hladnog valjanja čeličnog lima debljine *t=6mm*. Čelični plašt formiran je zavarivanjem četiri segmenta oblika polovine cilindrične ljuske (slika 1.a). Popunjavanje šupljine između betonskog stuba i plašta

vršeno je kroz prosečeni otvor na vrhu cevi, dok je potpuno zapunjavanje izvršeno kroz otvor u međuspratnoj ploči. Kao materijal ispune korišćen je Polimag HK-08 dvokomponentni reparaturni malter proizvođača Hemijska industrija "*Prvi maj*" Čačak. Karakteristika materijala iz grupe Polimag HK je da se ne skupljaju tokom vremena, imaju odlično rasprostiranje, dobru adhezionu prionjivost za beton i čelik i visoka mehanička svojstva. Odlikuje se i brzom postizanju zahtevane čvrstoće od preko 30*MPa* nakon prva tri dana, velikom žilavošću i vodonepropusnošću. Slika 1.b prikazuje detalj distancera (lim), kojim je obezbeđeno efikasno centriranje betonskog stuba unutar cevi.



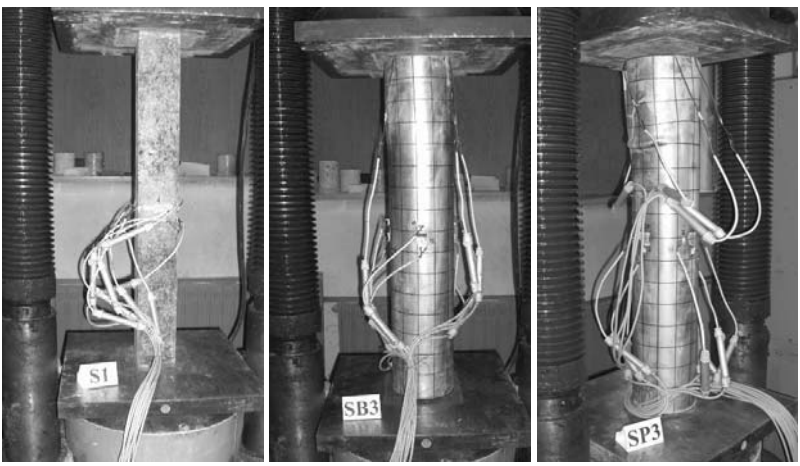
Slika 1. Ojačavanje stuba čeličnom cevi

3 EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE

Za eksperimentalnu analizu razmatranog problema utvrđena je osnovna šema modela AB stuba pravougaonog poprečnog preseka, a zatim je vršeno ojačavanje stuba čeličnom cevi. Ispitivanje se obavljalo za centrično opterećen, obostrano zglobno oslonjen štap konstantnog poprečnog preseka. Eksperimentalno istraživanje je obuhvatilo izradu devet kratkih AB stubova raspoređenih u tri grupe od po tri uzorka. Prvu grupu od tri uzorka su činili kontrolni uzorci AB stubova bez ojačanja. Drugu grupu od tri modela činili su uzorci AB stubova koji su bili ojačani čeličnom cevi. Ojačavanje se vršilo na taj način što se betonski stub postavio unutar čelične cevi, a međuprostor između zida cevi i AB stuba popunjavan betonskom mešavinom istog kvaliteta u odnosu na marku betona AB stuba. Treću grupu uzoraka su činili modeli stubova ojačanih čeličnom cevi kao i modeli iz druge grupe, s tom razlikom što se međuprostor između cevi i AB stuba popunjavao specijalnom betonskom mešavinom visokog kvaliteta, trgovačkog naziva Polimag®HK-08 [2].

Ispitivani uzorci centrično pritisnutih AB stubova su kvadratnog poprečnog preseka dimenzija 10/10 cm, visine 85 cm. Izrađeni su od betona MB30, glavne armature ±2Ø5 i uzengija UØ4/6(3). Kvalitet čelika upotrebljenog za izradu armature uzengija odgovara kvalitetu čelika mrežaste armature MA500/560. Za ojačavanje stuba usvojena je kružna šavna čelična cev spoljašnjeg prečnika $D=159mm$, debljine zida $t=2mm$. Cevi su formirane postupkom hladnog valjanja i zavarivanja niskougljeničnog čeličnog lima. Odnos spoljašnjeg prečnika prema debljini cevi $D/t=79.5$ izabran je tako da budu zadovoljeni granični uslovi za

kružne cevi ispunjene betonom koje propisuju: evropski standard za spregnute konstrukcije Evrokod EC-4 [9], američki standard za betonske konstrukcije ACI 318-08 [7], odnosno američki standard za čelične konstrukcije AISC 360-08 [8].

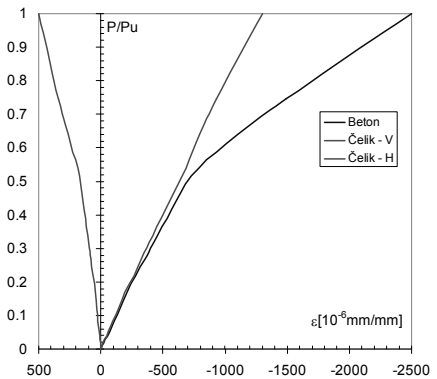


Slika 7. Modeli ispitivanih stubova a) kontrolni uzorak, b) ispuna sitnozrni beton, c) ispuna Polimag HK-08

Ovakvim izborom dimenzija eksperimentalnog modela simulirana je konstrukcija u razmeri 1:3,3. Modeliran je stub realne AB konstrukcije, male vitkosti (λ=29), dimenzija *33/33cm*, visine *280cm* i armiran šipkama *±2RØ19* i uzengijama *URØ10/20(10)*, ojačan – saniran čeličnom cevi spoljašnjeg prečnika *D=525mm* i debljine zida *t=6.6mm* . Imajući u vidu da je prilikom ovoga istraživanja primenjena "stroga geometrijska sličnost" teorijsko-eksperimentalna modelska analiza, koja se zasniva na jednakosti Hukovih brojeva i ispisivanju "jednačina projektovanja" i "jednačina predviđanja", nije vršena, već je jednostavno rađena analiza eksperimentalnih podataka kao da se radi o realnim stubovima, a ne njihovim modelima. Za svih 9 ispitivanih stubova registrovana je i analizirana: promena stanja napona i deformacija svih delova spregnutog preseka, granična nosivost, oblik globalne deformacije stuba pri lomu, angažovanje pojedinih delova spregnutog preseka. Registrovanje vrednosti specifičnih deformacija je vršeno u preseku na polovini visine stuba.

Stubovi kontrolne grupe su se ponašali linearno sve do neposredno pred lom što je u potpunoj saglasnosti sa podacima iz literature da, kod centrično opterećenih betonskih elemenata i kod betona višeg kvaliteta, naponsko – deformacijski dijagram ne odstupa mnogo od prave linije. Deformacijsko ponašanje spregnutih stubova je gotovo identično, a vrlo malo ili ni malo zavisi od kvaliteta ispune. Do nivoa opterećenja od $1/4P_{max}$ ostvareno je potpuno sprezanje preseka i ponašanje u skladu sa principima Bernulijeve hipoteze. Iznad ove granice dolazi do razilaženja vrednosti specifičnih dilatacija ε_1 registrovanih na AB stubu i na čeličnom plaštu, što navodi na zaključak da je došlo do klizanja između pojedinih materijala spregnutog preseka. Upoređivanjem vrednosti specifičnih dilatacija uočeno je da stubovi spregnutog preseka imaju nešto veće deformacije, u odnosu na AB stub, što je i bilo očekivano s obzirom na veću duktilnost spregnutih preseka. Takođe, stubovi ispunjeni Polimagom u stanju su da pretrpe nešto veće deformacije u poređenju sa stubovima ispunjenim sitnozrnim betonom. Odnos glavnih dilatacija čelične cevi je konstantan sve do loma i naponi, u preseku na polovini

visine stuba, ne dostižu granicu tečenja čelika. Slična zapažanja uočena su i u istraživanjima Han-a [3,4]. Uticaji na dijagramima nisu prezentirani u odnosu na apsolutnu vrednost sile pritiska, već prema odnosu P/P_u kako bi se bolje mogao sagledati deformacijski odgovor stuba, gde je sa P označena vrednost sile u određenom inkrementu opterećenja, a P_u predstavlja registrovanu silu loma stuba.



Slika 9. Karakteristični deformacijski odgovor AB stuba ojačanog čeličnim plaštom i ispunom od Polimaga HK-08

Analiza stanja napona kod svih modela stubova izvršena je za poprečni presek na polovini visine stuba pri opterećenju od $P=0.5P_u$, koje je ekvivalentno maksimalnom opterećenju pri eksploataciji. Prilikom analize napona u čeličnom plaštu spregnutog preseka usvojene su pretpostavke ravnog stanja napona. Na osnovu izmerenih dilatacija određeno je stanje napona, tako da su detektovani naponi pritiska u pravcu podužne ose stuba, σ_1, dok su naponi u pravcu tangente na poprečni presek, σ_2, naponi zatezanja. Registrovani karakteri napona navode na zaključak da je došlo do određene preraspodele opterećenja između ispune i cevi, a takođe i da je došlo do formiranja efekta obruča u čeličnom plaštu. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka izazvan je trenjem na kontaktu dva materijala (čelika i betona).

Tabela 1. Uporedni prikaz sila loma analiziranih stubova

Model stuba	Srednja vrednost $_{sr.}P_u$ [kN]	%
Kontrolni uzorci **S1, S2, S3**	**368**	100
Ispuna Beton **SB1, SB2, SB3**	**1001**	272
Ispuna Polimag **SP1, SP2, SP3**	**1043**	283

Vrednosti graničnih sila, datih u tabeli 1, prikazuju da armiranobetonski stubovi ojačani sprezanjem sa čeličnim cevima i ispunom od Polimaga imaju oko 2.8 puta veću nosivost, dok stubovi sa ispunom od sitnozrnog betona imaju oko 2.7 puta veću nosivost. Ukoliko se uporede vrednosti sila loma spregnutih stubova može se uočiti da je razlika mala, gotovo nepostojeća. Detaljni rezultati istraživanja prikazani su u radu [2].

4 ZAKLJUČCI

Rezultati eksperimenata u velikoj meri zavise od pretpostavki formiranja i izrade modela,

što podrazumeva da se i izneti zaključci odnose na tačno definisan okvir važenja. Prema podacima dobijenim nakon sprovedene eksperimentalne – teorijske analize modelskog ispitivanja donose se sledeći zaključci:

- AB stubovi kontrolne grupe imaju gotovo linearnu vezu između napona i deformacija sve do neposredno pred lom. Stubovi ojačani čeličnom cevi iskazuju znatno duktilnije ponašanje i u stanju su da pretrpe veće deformacije u odnosu na klasične AB stubove.
- Dilatacije AB stuba i čeličnog plašta su gotovo identične sve dostizanja opterećenja od $P=(0.25\div0.30)P_u$, što znači da je, do ovog nivoa opterećenja, očuvano potpuno sprezanje svih delova preseka. (Obično je to vrlo blisko uticajima u eksploatacionim uslovima).
- Analizom deformacijskih dijagrama uočeno je da celokupni poprečni presek spregnutog stuba učestvuje u prijemu i prenosu opterećenja. Transfer opterećenja između pojedinih delova spregnutog preseka ostvaren je trenjem na kontaktu dva materijala.
- Pri eksploatacionom nivou opterećenja jasno je registrovano formiranje efekta obruča, tj. pojava biaksijalnog naponskog stanja u čeliku, odnosno triaksijalnog stanja napona u betonskom preseku stuba.
- Sila pri kojoj dolazi do potpunog gubitka nosivosti stuba spregnutog preseka je jednaka opterećenju koje izaziva slom osnovnog AB stuba koji se nalazi unutar cevi.
- Vrednosti sila loma spregnutih stubova su gotovo identične i nije uočeno da nosivost ovih stubova direktno zavisi od pritisne čvrstoće ispune.
- Do loma, kontrolnih AB stubova dolazilo je usled pucanja i mrvljenja betona na mestu unosa sile, dok do loma stubova spregnutog preseka dolazi usled kombinacije drobljenja betona i lokalnog izbočavanja zida cevi na mestu unosa sile pri vrhu stuba.

5 LITERATURA

[1] *Ispitivanje efekata sprezanja Beton-Eksmal-Čelik u slučaju centrično pritisnutih stubova* / Lj. Vlajić, T. Kovačević // Simpozijum, Savez društava građevinskih konstruktera Jugoslavije, Dubrovnik, 1989, str. 296-303.

[2] *Eksperimentalno – teorijska modelska analiza mogućnosti ojačanja centrično pritisnutih ab stubova sprezanjem sa čeličnim cevima* / A. Landović // Magistarski rad, Građevinski fakultet Subotica, mart 2010, str. 110.

[3] *Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns* / E. Ellobody, B.Young // J. of Constr. Steel Research 62, 2006, pp. 706–715.

[4] *Behavior of thin walled steel tube confined concrete stub columns subjected to axial local compression* / L. Han, W. Liu, Y. Yang // Thin-Walled Structures 46, 2008, pp. 155–164.

[5] *Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression* / L. Han, W. Liu, Y. Yang // J. of Constr. Steel Research 64, 2008, pp.377–387.

[6] *Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns* / M. Johansson, K. Gylltoft // Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 8, August 2002, pp. 1073-1081.

[7] *ACI-318M-08* / ACI Committee 318 // USA, 2008, pp.479.

[8] *ANSI/AISC 360-05* / American Institute of Steel Construction // USA, 2009.pp.537.

[9] *Evrokod 4 EN 1994-1-1:2004: Proračun spregnutih konstrukcija od čelika i betona* / Prevod // Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, februar 2006, str. 130.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Miroslav BEŠEVIĆ[1], Milan GAJIĆ[2], Boško AVDULAJ[3]

SANACIJA I REKONSTRUKCIJA NOSEĆE KONSTRUKCIJE ZA UGRADNJU NOVOG EKSTRAKORA

Rezime:
U radu je prikazana sanacija i rekonstrukcija objekta u Šidu. Tehnološkim projektom je predviđena demontaža postojećeg ekstratora i montaža novog. Da bi se ovo izvelo bilo je potrebno uklanjanje-rušenje pojedinih armiranobetonskih greda, kao i dela fasadne obloge. Novi ekstraktor se postavlja na novu kotu. Iz tog razloga je napravljeno postolje koje ima dve funkcije. U fazi unošenja ekstraktora je u funkciji postolja, a po montaži postaje deo konstrukcije kojim se postiže projektovana kota. Postolje sve uticaje od ekstraktora (Q=2.200KN) prenosi na postojeću armiranobetonsku konstrukciju. Statičkom i dinamičkom analizom dobijeni su merodavni uticaji, na osnovu kojih je predviđena sanacija konstrukcije. Sanacijom su obuhvaćene poprečne armiranobetonske grede, koje su sanirane sprezanjem sa čeličnim limovima.
Ključne reči: *sanacija, rekonstrukcija, montaža, čelični limovi, epoksidi malter, proračuni.*

RESTORATION AND RECONSTRUCTION A LOAD STRUCTURE FOR MOUNTING A NEW EXTRACTOR

Summary:
This article shows the technical restoration and reconstruction of industrial building in Sid. Technological design consists of breakup the old extractor and interejection the new one. It's needed cutting and removal a few concrete beams and some facade parts. The extractor changed the stand hight. This couses a making a stand with two functions: in first phase-entering the extractor it is a stand, and after that, in exploatation, it is a part of structure. A calculating load about Q=2.200KN, a stand transfers to concrete elements. Static and dynamic analysis gives a factors for dimensioning a structure elements. A number of lateral concrete beams is restorated by composite steel-sheet.
Keywords: *restoration, reconstruction, montage, steel-sheet, epoksidi malter, calculating.*

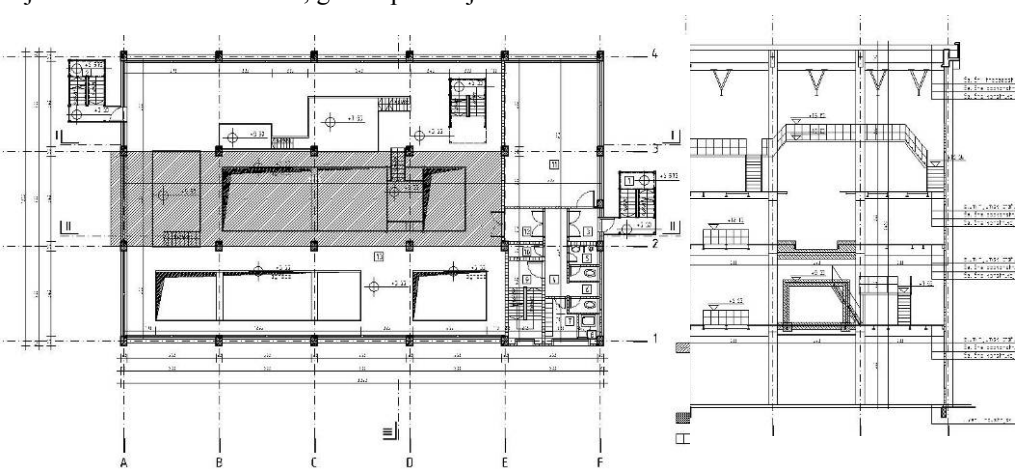
[1] V. profesor dr Miroslav BEŠEVIĆ, dipl.građ.inž., Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a
[2]Milan GAJIĆ, dipl.građ.inž., AMG-Structure, Beograd,
[3]Boško AVDULAJ, dipl.građ.inž., ZINCO- Beograd, 011-244-71 23

1 UVOD

Objekat ekstrakcije se nalazi u industrijskoj zoni u krugu fabrike ulja u Šidu i izgrađen je krajem sedamdesetih godina prošlog veka. Postojeći objekat je spratnosti P+4, gabarita 30.40x18.60 m, a visina slemena je na koti 24.93 m. Prema projektnom zadatku iz tehnoloških razloga predviđena je zamena postojećeg ekstraktora koji se nalazi nakoti +11.10 m, sa novim ekstraktorom koji se postavlja na koti +5,60 m. Dimenzije novog ekstraktora su 6.98x18.70x3.05 m. Ekstraktor se isporučuje iz delova, maksimalna dimenzija najvećeg dela je 18.70x3.05x4.50 m. Imajući u vidu dimenzije ekstraktora, bilo je neophodno uraditi projekat sanacije i rekonstrukcije objekta. Tom prilikom razmatrane su dve faze. Prva faza je unošenje ekstraktora, kada je potrebno iseći–ukloniti delove konstrukcije objekta. Druga faza je provera i sanacija konstrukcije za krajnji položaj ekstraktora. Pre projektovanja izvršen je vizuelni pregled objekta i prikupljana raspoloživa tehnička dokumentacija. Izvršena je kontrola dimenzija konstruktivnih elemenata, konstatovan je položaj starog ekstraktora i razmatrani su mogući položaji novog ekstraktora. Razmotrene su mogućnosti unošenja novog ekstraktora u dve varijante. Prva varijanta unošenje ekstraktora je sa gornje strane, preko krova a druga varijanta sa bočne strane kroz kalkanski zid izmedju osa 2 i 3.

1.1 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Konstruktivni sistem je armiranobetonski prostorni ramovski sistem, od stubova i greda, fundiran na temeljima samcima i temeljnim trakama. Stubovi i armiranobetonske rigle su livene na licu mesta u rasteru od 6 m' u oba pravca. Sekundarna konstrukcija je čelična i nosi pod i radne platforme. Krovna konstrukcija je u vidu samonosećeg krovnog pokrivača od čeličnog trapezastog lima, koji se preko čeličnih rožnjača oslanja na armiranobetonsku konstrukciju. Međuspratna konstrukcija izmedju osa A i E je čelična, oslanja se na armiranobetonske rigle i stubove. Pod je iz tehnoloških razloga izveden od aluminijumskih profila dim 50x20mm. Između osa E i F, gde se nalaze tehničke prostorije, međuspratna konstrukcija je armiranobetonska ploča. Stepenište je takođe armiranobetonsko. Na slici 1 se daje osnova na koti +5.60 m, gde se postavlja novi ekstraktor.



Slika 1. Položaj novog ekstraktora na koti +5.60 m

1.2 STATIČKI PRORAČUN

Investitor se odlučio za bočno unošenje ekstraktora, koji se postavlja-montira na novu kotu +5.60 m. Da bi se uneo ekstaktor bilo je potrebno uklanjanje-rušenje poprečnih armiranobetonskih greda u objektu i na fasadi. Za prvu fazu unošenja ekstraktora, neophodno je iseći fasadnu riglu u osi A između osa 2 i 3 na koti 10.60, kao i rigle u osama B, C, D između osa 2 i 3. Rigle se isecaju na rastojanju oko osamdeset centimetara od stuba.(slika 2) Deo fasadne rigle uz stubove je trebalo oštemati mašinskim putem, tako da ostane armatura koja će se nastaviti posle unošenja ekstraktora, a rigla ponovo betonirati na licu mesta.



Slika 2. Uklonjene poprečne grede, fasadna greda i deo fasade (pripremni radovi za unošenje ekstraktora)

U prvoj fazi izrađena je pomoćna konstrukcija - postolje za unošenje ekstraktora, koje ima i ulogu postavljanja ekstraktora na planirani nivo.Ova konstrukcija je dimenzionisana na uticaje od ekstraktora, težine Q=2.500KN koje je dao proizvođač, nemačka firma Lurgi (slika 3).

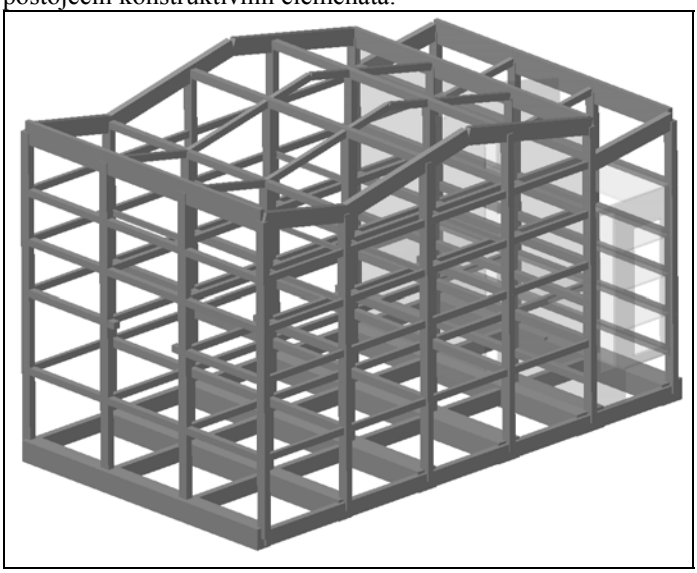


Slika 3. Pomoćna konstrukcija za unošenje i montažu novog ekstraktora na koti +5.60 m

1.3 KONTROLNI STATIČKI PRORAČUN POSTOJEĆE KONSTRUKCIJE

Kontrolni statički proračun je sproveden za drugu fazu prema novom položaju ekstraktora. Analizirani su svi uticaji koji utiču na nosivost i stabilnost postojeće konstrukcije. Sprovedena je sveobuhvatana statička i dinamička analiza, rađena pomoću programa TOWER, firme Radimpex. Kao podloge za projektovanje, korištena je raspoloživa tehnička dokumentacija, podaci o opterećenju od opreme, tačke oslanjanja i dimenzije čeličnog

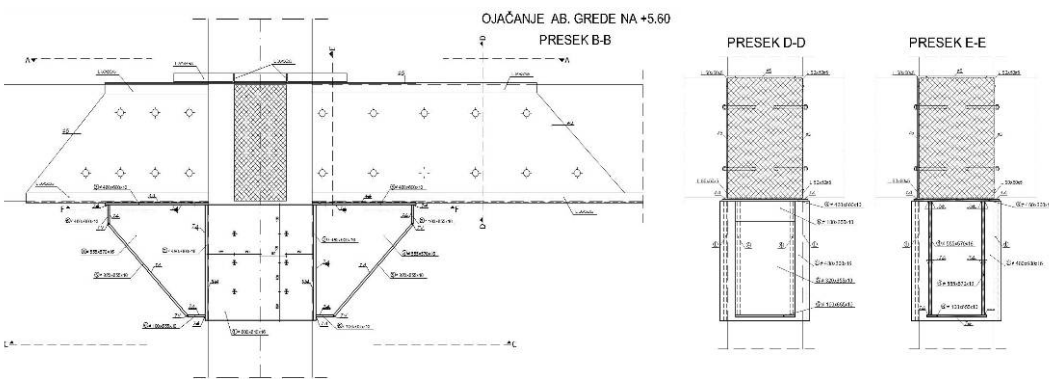
postolja, dobijeni od proizvođača opreme (ekstraktora), firme Lurgi. Izvršena je provera nosvosti postojećih konstruktivnih elemenata.



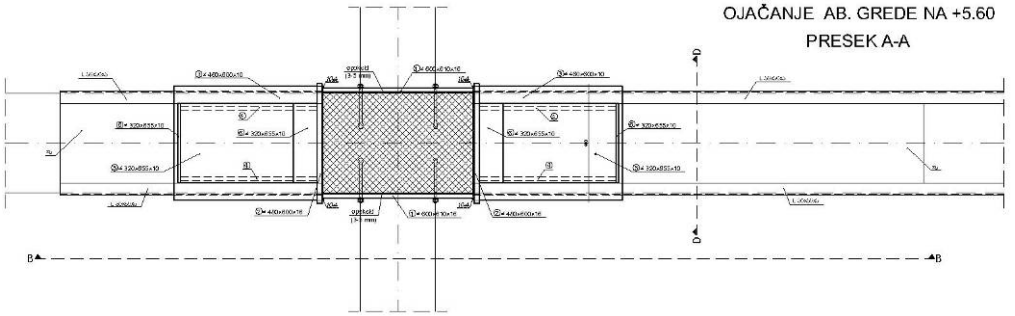
Slika 4. Model noseće konstrukcije za unošenje novog ekstraktora na koti +5.60 m

2 Proračun sanacije konstrukcije

Projekat sanacije konstrukcije je obuhvatio sve merodavne uticaje na postojeću armiranobetonsku konstrukciju. Usled uklanjanja dela podvlaka na nivou +10.60 m, izvršena je analiza uticaja od vetra i seizmičkih sila. Na osnovu dobijenih uticaja data su određena ojačanja konstruktivnih elemenata koji nemaju potrebnu nosivost. Ojačanja su potrebna na riglama u osama B, C, D i E (2 i 3). Ojačanje se izvodi sprezanjem postojeće armiranobetonske konstrukcije, epoksidnih premaza i čeličnih limova.



Slika 5. Ojačanje armiranobetonske grede na koti +5.60 m (izgled i presek)



Slika 6. Ojačanje armiranobetonske gredena koti i +5.60 m(osnova)



Slika 7. Izvođenje ojačanja armiranobetonske grede na koti i +5.60 m (osnova)

Sekundarna konstrukcija i pristupne platforme su isprojektovane i izvedene od čelika prema dispoziciji koju je dao proizvodjač opreme. Prlikom izvodjenja radova urađena je antikorozivna zaštita nove i postojeće (stare) konstrukcije. Svi materijali koji se primenjuju za izvođenje sanacije ove konstrukcije morali su da imaju sve neophodne važeće ateste izdate od strane ovlašćenih institucija.



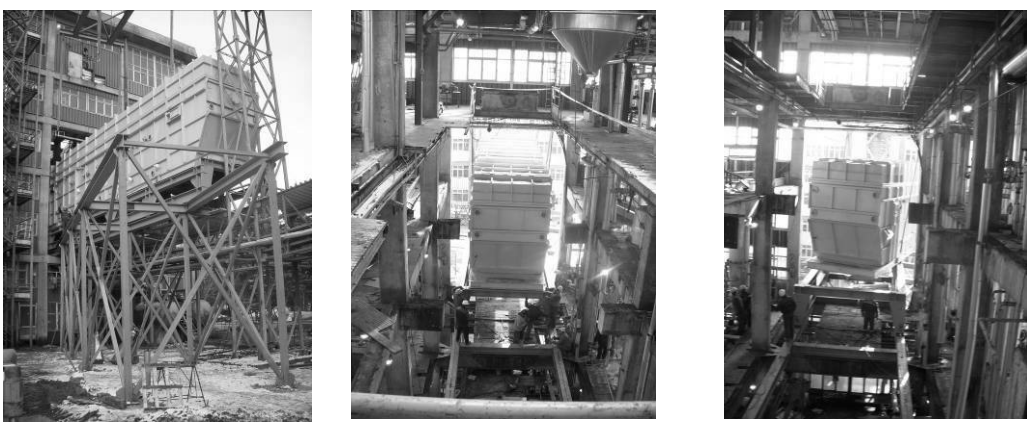
Slika 8 Izvođenje sekundarne konstrukcije radnih platformi

3 MONTAŽA EKSTRAKTORA

Montaža-unošenje ekstraktora je zahtevalo ozbiljnu pripremu i izradu pomoćnih konstrukcija, postolja, odnosno pomoćne konstrukcije ispred objekta. Ekstraktor je unošen sa čeone strane postojećeg objekta. Na delu ispred objekta postojeći rešetkasti čelični stub je onemogućavao direktno unošenje, pa je izvedena pomoćna konstrukcija pod uglom.(slika 10). Montaža je izvedena korišćenjem auto-dizalica velikog kapaciteta. U prvoj fazi je ekstrktor podignut na zakošeni deo konstrukcije. U drugoj fazi ekstraktor je postavljen na postolje (slika 3) i unet je u projektovani položaj. Ovo je izvedeno navlačenjem - kotrljanjem preko valjkastih oslonaca, ugradjenih ispod postolja.(slika 10)



Slika 9. Početna faza unošenja ekstraktora pomoću auto-dizalice



Slika 10. Montaža - izvođenje pomoćne konstrukcije van objekta za unošenje ekstraktora

4. LITERATURA

[1] *Glavni projekat adaptacije objekta Ekstrakcije i ugradnje novog Ekstraktora Fabrike ulja "VICTORIA OIL" Šid, Pro-energo, Novi Sad, 2009.*

[2] *Tehnička kontrola Glavnog projekta sanacije i rekonstrukcije objekta Ekstrakcije i ugradnje novog Ekstraktora, ZINCO-Beograd, 2010.*

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Miroslav BEŠEVIĆ[1], *Ljubomir VLAJIĆ*[2]

SANACIJA, ADAPTACIJA I DOGRADNJA OBJEKTA U NEMANJINOJ ULICI BR. 9 U BEOGRADU

Rezime:

U ovom radu prikazana je sanacija, adaptacija i dogradnja objekta u Nemanjinoj ulici broj 9 u Breogradu. Ona je obuhvatila kompleksne radove na ispitivanju stanja postojeće konstrukcije. Novim projektom je predviđena sanacija postojeće konstrukcije, nadogradnja dve etaže i izgradnju atrijumskog dela objekta. Seizmičke uticaje od celog objekta koji je izgrađen 40tih god.20-og veka kao zidana konstrukcija, primila je nova armirano betonska konstrukcija atrijuma u kombinaciji betonskih stubova i zidova, sa krutim(u svojoj ravni) međuspratnim tavanicama. Sanacija postojeće konstrukcije je obuhvatila stubove, sitnorebraste tavanice bez uočenih trajnih deformacija na većem delu objekta i sa njihovim znatnim oštećenjima i deformacijama na delu većih raspsona. Fundiranje novog atrijumskog dela objekta je izvedeno u kombinaciji bušenih šipova i temeljne ploče, a postojeći temelji sa mega-šipovima.

Ključne reči: adaptacija,rekonstrukcija, nadogrdnja, sanacija,ispitivanja,bušeni šipovi ,mega šipovi

RESTORATION, ADAPTATION AND UPGRADING OF THE BUILDING IN BELGRADE, NEMANJINA STREET NO. 9

Summary:

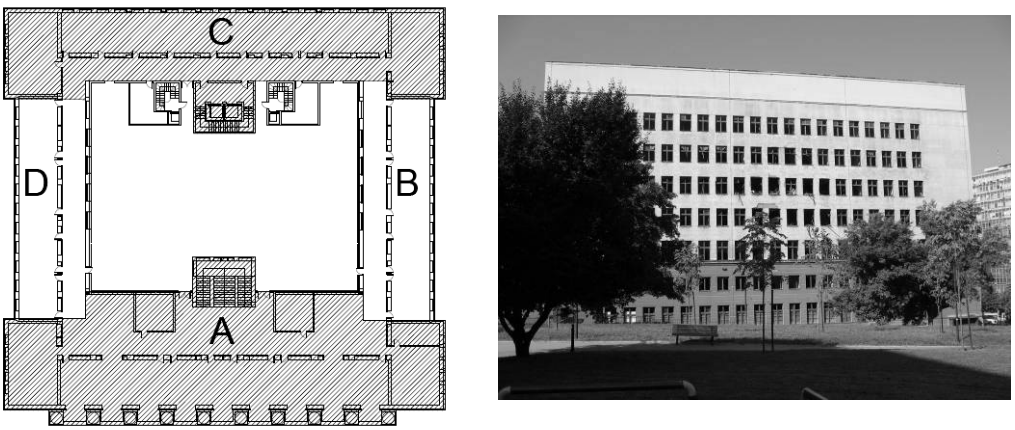
This paper presents a restoration, adaptation and upgrading of the building in Belgrade, Nemanjina street no. 9. This activity included complex condition analysis of the existing structure. New design demanded a restoration of the existing structure, upgrading the building with two new stories and the construction of the atrium. Seismic loads for the whole building, constructed in 4th decade of the 20th century as masonry structure, are taken over by new RC atrium structure combined with concrete columns, walls and, horizontally stiff, ribbed RC floors. Restoration of the existing structure included strengthening of columns, ribbed floors that were without significant damages for the most part of the building but with excessive damages and deformations in parts with longer spans. Foundation structure of the new atrium was constructed as a combination of bored piles - RC slab and existing foundation – displacement piles.

Key words: adaptation, reconstruction, upgrading, restoration, testing, bored piles, displacement piles

[1] V. profesor dr Miroslav BEŠEVIĆ dipl.građ.inž., Građevinski fakultet Subotica, Kozaračka 2a
[2] Naučni savetnik, Prof.dr Ljubomir VLAJIĆ dipl.građ.inž.Saobraćajni institut CIP Beograd, Nemanjina 6/IV

1 UVOD

Postojeći objekat koji je u predhodnom periodu služio za različite namene (Generalštab, komanda grada i slično) nalazi se u Nemanjinoj ulici broj 9, u Beogradu uz samu zgradu Vlade Republike Srbije.n 1940.godine. Objekat je pravougaonog oblika sa spoljašnjim dimenzijama 57,10 x 53,23 m, ukupne kvadrature cca 20.000 m2.Atrijum zgrade se nalazi u centralnom delu zgrade dimenzija 34,70 x 25,00 m. Zgrada je sadržala dva suterena, prizemlje, mezanin, pet spratova i potkrovlje.Objekat je izveden sa četiri dilatacije, podeljena na četiri aneksa i to: A - ulazni i jugozapadni aneks, B-bočni jugoistočni aneks, C-Severoistočni aneks, D- bočni severozapadni aneks.



Slika 1. Osnova tipske tavanice sa oznakama aneksa sa dvorišnim delom aneksa C

Tokom NATO bombardovanja SR Jugoslavije,1999. godine konstrukcija objekta je veoma teško oštećena. Najviše je oštećen deo bjekta označen na slici 1. u zoni aneksa C. Projektom je predviđena sanacija, adaptacija i rekonstrukcija uz dogradnju atrijumskog (unutrašnjeg) dela i nadogradnja dva sprata. Novoprojektovani adaptirani objekat dobio je još oko 10.000 m2 .Da bi se izvela navedena sanacija, adaptacija i rekonstrukcija bilo je potrebno osposobiti postojeću noseću neporušenu konstrukciju za prijem svih merodavnih uticaja. Da bi se realizovali radovi na sanaciji, adaptaciji i nadogradnji objekta bilo je neophodno da se prvo izvrši poduhvatanje neporušenih delova konstrukcije, a zatim raščišćavanje ruševina kao posledica bombardovanja(trakt“C“ po čitavoj visini objekta). Nakon toga usvojen je usaglašen Projekat sanacije konstrukcije postojećeg dela objekta, izvršeno je utvrđivanje kvaliteta ugrađenih materijala i izvršena su sva neophodna merenja geometrije svih elemenata konstrukcije (stubova, greda, sitnorebraste konstrukcije, ploča,...).

1.1 KONSTRUKCIJA OBJEKTA

Postojeći konstruktivni sistem objekta je u vidu armirano betonskih stubova promenljivog preseka po visini objekta i međuspratnih sitnorebtastih tavanica i greda.U fasadanim ravnima su zidani zidovi od opeke. Stepeništa su izvedena kao kolenaste ploče. Novim projektom adaptacije je usvojeno da ukupne horizontalne uticaje od seizmike i vetra prime i na temeljnu

spojnicu prenesu novododatna atrijumska armirano betoska jezgra i stubovi. Veza stara-postojeća konstrukcija objekta i novi atrijumski deo objekta se spreže u ravnima postojećih ploča. Ovo se ostvaruje postavljanjem moždanika-armature koja prolazi kroz otvore u unutrašnjim zidovima objekta i povezuju u istoj (horizontalnoj) ravni međuspratnu tavanicu atrijumskog objekta i novododate armirane ploče spregnute sa postojećom sitnorebrastom tavanicom starog dela objekta. Osim ovog-horizontalnog povezivanja ostvaruje se i direktna veza ivičnih armirano betonskih zidova koji se dodiruju-sprežu sa zidanim zidovima uz atrijum.

1.2 NOVOPROJEKTOVANA ATRIJUMSKA KONSTRUKCIJA

Ova konstrukcija je koncipirana tako da primi ukupne horizontalne uticaje od rekonstruisanog objekta i sve vertikalne uticaje nove kontrukcije. Analizirani su svi navedeni uticaji, a fundiranje je izvedeno u kombinaciji temeljne armirano betonske ploče dp= 80 cm i bušenih šipova prečnika fi=60cm. Zbog različite visine temelja postojećeg objekta izvršeno je poduhvatanje primenom mega šipova. Usled visokog nivoa podzemne vode predviđena je i izvedena drenaža.

2 SANACIJA POSTOJEĆE KONSTRUKCIJE OBJEKTA

2.1 SANACIJA POSTOJEĆE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE BEZ UOČENIH TRAJNIH DEFORMACIJA

Primenjene mere sanacije uglavnom su se zasnivale na metode "sprezanja betona betonom", izradom sloja sitnozrnog betona MB 30 debljine cca 10 cm. Sprezanje je ostvareno tako što su uklonjeni svi oštećeni delovi starog betona (sitnorebraste tavanice), odprašivanje i ispiranje vodom i nanošenje 2-3 premaza SN veze. Armaturna mreža Q 188 postavljena je u sredini visine novoizlivenog sitnozrnog betona. Beton je negovan u skladu sa propisima za betonske konstrukcije. Raspon sanirane tavanice je cca 5.00m.



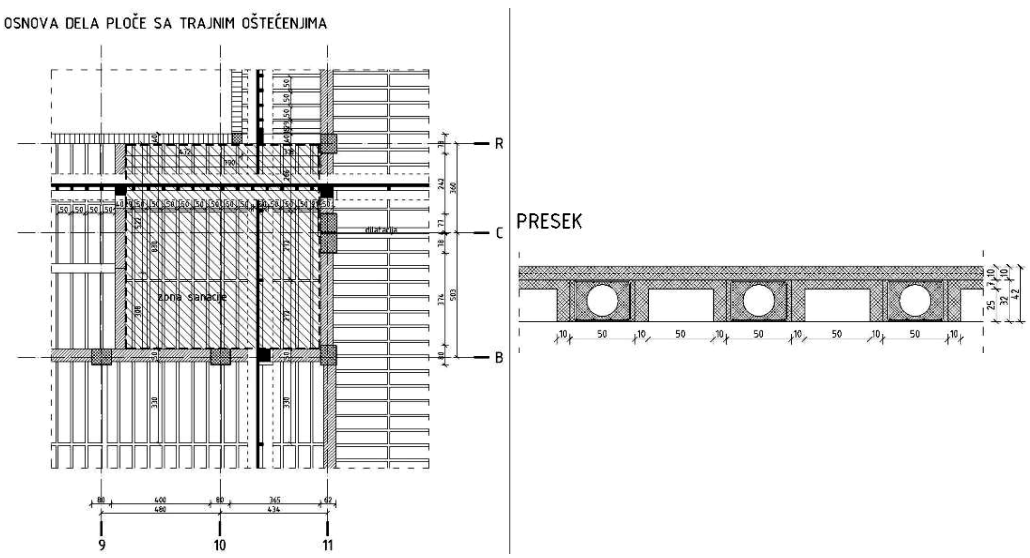


Slika 2. Detalj sprezanja novododate armiranobetonske ploče bez uočenih trajnih deformacija i postojeće sitnorebraste tavanice

2.2 SANACIJA POSTOJEĆE MEĐUSPRATNE KONSTRUKCIJE SA UOČENIM TRAJNIM DEFORMACIJAMA

Po skidanju slojeva poda i cementne košuljice konstatovane su znatne deformacije na delovima objekta između osa 9/11 i osa B/R. Izvršeno je geodetsko snimanje koje je potvrdilo deformaciju uočenu okom. Maksimalni ugibi su bili nekoliko cm. Sanacija ovih znatno deformisanih delova sitnorebraste konstrukcije je promenjena u dogovoru sa nadzorom Usvojena je varijanta sa izvođenjem olakšanih greda u svakom drugom polju sitnorebraste tavanice. Prvo je uklonjena tanka ploča između svakog drugog rebra, zatim je ugrađena potrebna armatura nove grede uz postavljenu plastičnu cev da bi se smanjila sopstvena težina. Po montaži uzengija izbetonirana je nova greda sitnozrnim betonom MB 30. Po završetku ove faze sanacije izvedena je druga faza sanacije kao i za osteli deo tavanice(sprezanjem betona betonom cca 10cm). Ovi radovi su fazno izvedeni na sledeći način:

- Uklanjanje-štemovanje sitnorebraste ploče debljine dp=5-7 cm,
- Postavljanje oplate i montaža glavne armature donje zone, ugradnja PVC-cevi
- montaža glavne armature gornje zone i povezivanje uzengija
- betoniranje sitnozrnim betonom uz svu predhodnu pripremu



Slika 3. Sanacija postojeće međuspratne konstrukcije sa uočenim trajnim deformacijama



Slika 4. Faze izvođenja sanacija sitnorebraste tavanice sa uočenim trajnim deformacijama

2.3 NADOGRADNJA –VEZA STARI NOVI BETONSKI STUBOVI

Nadogradnja - izvođenje novih armiranih stubova obuhvatilo je pripremu rupa i montažu ankera sa zalivanjem polimagom. Po vezivanju i očvršćavanju smeše izvršeno je testiranje na izvlačenje kako bi se konstatovala stvarna sila adhezije imeđu armature i betona. Po dobijanju rezultata testiranja,k oji su pokazali potrebnu nosivost , pristupilo se postavljanju koševa armaturnih stubova i betoniranje. Na slici 5 se jasno prikazuju faze izvođenja.



Slika 5. Fotografije izvođenja stubova nadograđenog dela objekta



6. Fotografije izvođenja međuspratne ploče nadograđenog dela objekta

2.4 SANACIJA POSTOJEĆIH ARMIRANOBETONSKIH STUBOVA

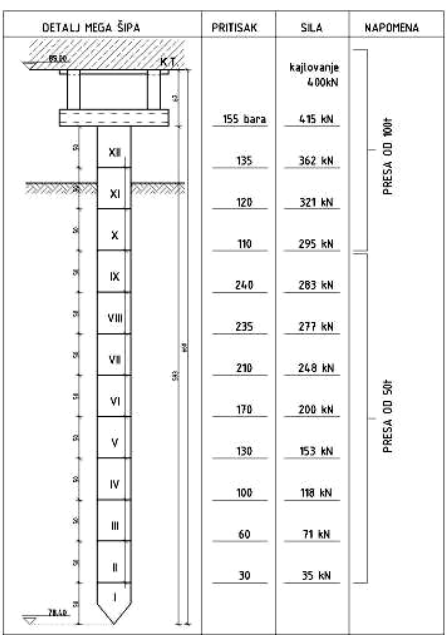
Projektom predviđena sanacija stubova sa manjim kapacitetom nosivosti postavljanjem čelične cevi prečnika 75 cm, nije izvedena zbog velikog utroška čelika. Sanacija postojećih armirano betonskih stubova je sprovedena primenom ojačanja-izradom složenog čeličnog stuba ramovskog tipa, izvedenog zavarivanjem ugaonika i poprečnih vezica prema slici 7. Unošenje sila u ojačani stub je ostvareno razupiranjem L poprečnog profila i grede iznad stuba, korišćenjem hidraulične prese. Pre izvođenja sanacije armiranih stubova morala se uraditi priprema kojom je formirana ravna površina za postavljanje epoksida, za vezu postojećeg stuba i čečičnog L profila u uglovima stubova.Usled male nosivosti postojećih armiranobetonskih stubova, ukupnu verikalnu silu u stubu primio je čelični deo stuba bez izvijanja, jer je to spričavao postojeći armirano betonski stub.



Slika 7. Fotografije izvođenja sanacije stubova postojećeg dela objekta







Slika 8. Igled bušenog šipa i raspored mega šipova ispod temelja(ispitivanje mega šipa)

3 IZVOĐENJE DRENAŽE ISPOD BETONSKE ATRIJUMSKE PLOČE

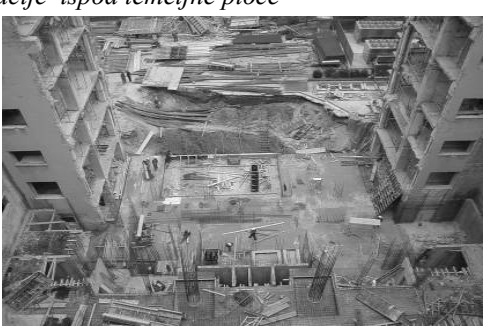
Drenaža je projektovana tako da odvede svu podzemnu vodu koja se proceđuje ispod objekta**.** Drenažne cevi su obložene geotekstilom kako bi se sprečilo zapušivanje tokom eksploatacije.Izvedena su vrlo specifična podbušivanja ispod temelja objekta. U parku na uglu Nemanjine i Balkanske izvedna je šahta za podbušivanje i uključenje drenaže u kolektor u Balkanskoj uluci. Na slici 6 su prikazane faze izviđenja drenaže.




Slika 9. Izvođenje drenaže ispod temeljne ploče




Slika 10. Izvođenje hidroizolacije ispod temeljne ploče

Slika 11. Izvođenje atrijumskog novog dela objekta-AB konstrukcija

LITERATURA

[1] *Glavni projekat konstrukcije - Projekat novoprojektovabog dela objekta u ulici Nemanjina 9*, Mašinoprojekt-Kopring,, Beograd (odgovorni projektant S.Kračun, dipl.građ.inž, seizmika prof.dr.Đ.Lađinović), 2005-6

[2] *Glavni projekat konstrukcije-Projekat sanacije i rekonstrukcije postojećeg dela objekta Mašinoprojekta-Kopring iz Beograda* (odgovorni projektant prof. dr. Lj.Vlajić, dipl.građ,inž, sa saradnikom mr.S.Stošićem, dipl.inž.građ), 2005

[3] *Elaborat- Tehnologija rušenja,raščišćavanja i uklanjanja dela objekta u ul.Nemanjina 9*, Elita Cop Beograd (odgovorni izvođač radova, J.Bogunović,dipl.građ,inž), 2005

[4] *Glavni projekat konstrukcije-novoprojektovani deo objekta fundiranje na šipovima* (odgovorni projektant S.Kračun,dipl.građ.inž i projektant S.Stambolić,dipl.građ.inž) Mašinoprojekt-Kopring, Beograd

[5] *Projekat izmena u ul. Nemanjina 9*, usaglašen sa nadzornim organom v.prof. dr. M.Bešević, dipl.građ,inž,izrađen od preduzeća "Ratko Mitrović Dedinje", glavni izvođač radova, Beograd (odgovorni izvođač radova,R.Vasić,dipl.građ,inž), 2006-7

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Dragica Jevtić[1], Dimitrije Zakić[2], Aleksandar Savić[3]

PRIMERI PRIMENE KARBONSKIH TRAKA ZA SANACIJU I OJAČANJE KONSTRUKCIJA

Rezime:

U radu su prikazani relevantni primeri sanacija/ojačanja betonskih konstrukcija izvedenih upotrebom karbonskih traka. Daju se primeri ojačanja jedne mostovske konstrukcije i jednog armiranobetonskog dimnjaka, kao i sanacije konstrukcije krovne ljuske.

Ključne reči: karbonske trake (CFRP), laminat, tkanina, sanacija, ojačanje, betonske konstrukcije.

EXAMPLES OF CARBON STRIPS USE IN REPAIR AND STRENGTHENING OF CONCRETE STRUCTURES

Summary:

Some relevant examples of repaired/strengthened concrete structures using CFRP strips are presented in this paper. Examples of strengthening of one bridge structure and one reinforced concrete chimney, as well as an example of repair of one roof shell structure are analyzed.

Key words: carbon (CFRP) strips, plate, fabric(wrap), repair, strengthening, concrete structures.

[1] *Prof.dr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, dragica@imk.grf.bg.ac.rs*

[2] *Asist.mr, Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, dimmy@imk.grf.bg.ac.rs*

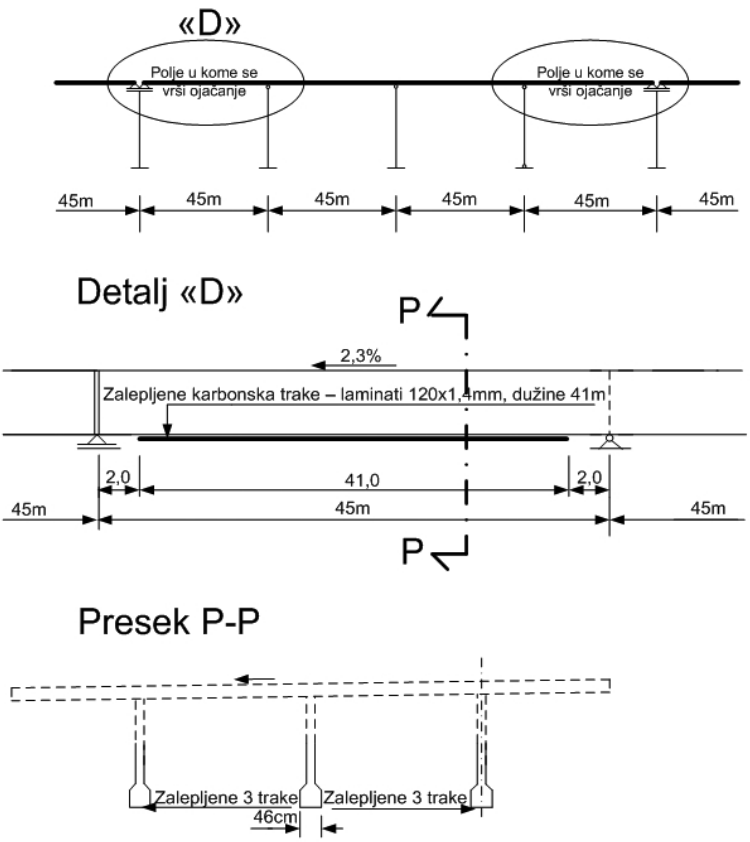
[3] *Asist.prip., Građevinski fakultet, Bulevar kralja Aleksandra 73, 11000 Beograd, sasha@imk.grf.bg.ac.rs*

1 UVOD

Upotreba tzv. karbonskih traka je danas veoma česta tema, posebno u pogledu procene efekta ove tehnike u sanaciji i ojačanju konstrukcija. U poređenju sa uobičajenim, tradicionalnim tehnikama ojačanja, baziranim na upotrebi čelične armature, može se uočiti nekoliko prednosti: visoke mehaničke karakteristike materijala (u prvom redu čvrstoća i modul elastičnosti), mala sopstvena težina, inertnost u odnosu na koroziju, lakoća lepljenja traka itd.

2 OJAČANJE JEDNE MOSTOVSKE KONSTRUKCIJE

Mostovska konstrukcija o kojoj je reč (most preko Dunava na autoputu Beograd-Novi Sad kod Beške), ojačana je karbonskim trakama zbog potrebe da se ista prilagodi novom saobraćajnom opterećenju prema važećim evropskim normama. Ovo ojačanje je podrazumevalo samo lepljenje traka u krajnjim poljima kontinualnih nosača na pet polja raspona 45 m i to samo na dva ivična nosača u sklopu poprečnog preseka P-P (videti sl. 1).



Slika 1 – Ojačanje nosača mostovske konstrukcije

Pri tome, treba napomenuti da su ojačanja o kojima je reč vršena u uslovima neprekidnog odvijanja saobraćaja preko predmetnog mosta. To je bilo moguće iz razloga što je prethodnim ispitivanjem na jednoj mostovskoj konstrukciji ustanovljeno da vibracije koje se javljaju pod saobraćajnim opterećenjem nemaju uticaja na veličinu prianjanja - atheziju karbonskih traka za beton. Naime, ispitivanjem prianjanja trake zalepljene za beton pomoću Pull-off postupka - u uslovima odvijanja saobraćaja na mostu dobijena je srednja vrednost prianjanja od 6,60 MPa; pri ovom ispitivanju na manjem broju mesta dobijene su i niže vrednosti predmetne karakteristike usled prisustva lokalnih "defekata" u betonu, pri čemu je najniža vrednost te karakteristike na jednom od takvih "defektnih" mesta bila 3,26 MPa > 1,5 MPa. Ispitivanjem prianjanja karbonskih traka u laboratorijskim uslovima (tj. u uslovima bez vibracija), a na uzorcima-epruvetama izrađenim od betonskih kernova izvađenih iz konstrukcije mosta, dobijena je srednja vrednost prianjanja, odnosno čvrstoće betona pri aksijalnom zatezanju od 3,55 MPa.

Mada je, kao što se vidi, reč o rezultatima koji su na prvi pogled nelogični, oni su se u potpunosti uklapali u do sada stečena iskustva u praktičnoj primeni Pull-off testa. Naime, pri do sada vršenim ispitivanjima pokazalo se da, generalno posmatrano, rezultati Pull-off testa zavise od dubine zasecanja betona i da se pri uobičajenim dubinama od 5-10 mm dobijaju čak i do 1,5-2 puta veće sile prianjanja (odnosno čvrstoće), nego u slučajevima kada su te dubine reda veličine 20-50 mm. Inače, propisana dubina zasecanja (zareza), prema standardu EN 1542 iznosi 15 ± 5 mm, ali se u praksi veoma često dešava da ta dubina bude 5 mm ili manja (ponekad se čak uopšte ni ne vrši zasecanje betona pre ispitivanja metodom Pull-off).

Kako su, pri svim ispitivanjima o kojima je ovde reč, dobijani lomovi preko betona, objašnjenje navedenog fenomena leži u činjenici da se pri malim dubinama zasecanja, a izvan izvedenog zaseka, sila zatezanja prenosi preko znatno veće površine od one koja se dobija zasecanjem, pa se time van zaseka ostvaruju i manji naponi zatezanja u betonu. Na taj način se, logično, "opasan presek" formira u okviru samog zaseka, pa se stoga i u okviru zaseka male dubine ostvaruje lom.

Na osnovu rečenog proizilazi i zaključak da se pri maloj dubini zasecanja lom po pravilu odigrava u okviru površinskog sloja "masnijeg" betona sitnozrne strukture koji, lokalno posmatrano, karakteriše procentualno veći sadržaj cementog kamena, pa prema tome i srazmerno veća čvrstoća pri zatezanju. Pri većoj dubini zasecanja, pak, ostvaruju se isti naponi zatezanja po celokupnoj visini cilindra dobijenog zasecanjem, pa lom u takvim okolnostima praktično nastupa preko "pravog" betona u okviru koga su prisutne sve frakcije agregata, odnosno preko betona sa srazmerno manjim sadržajem cementog kamena, što dovodi i do manjih vrednosti zateznih čvrstoća.

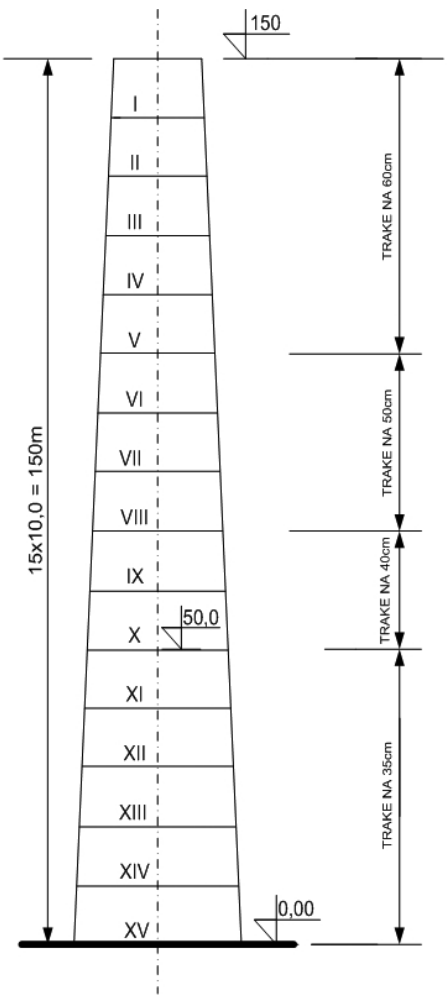
3 OJAČANJE ARMIRANOBETONSKOG DIMNJAKA

U konkretnom slučaju radi se o armiranobetonskom dimnjaku visine 150 m, sa spoljašnjim prečnikom pri dnu od oko 15 m i spoljašnjim prečnikom pri vrhu od oko 11 m. Debljina zida-plašta dimnjaka se menja od 18 cm (pri vrhu) do 40 cm (pri dnu). U dimnjaku sa unutrašnje strane postoji termozaštita u vidu sloja mineralne vune (prislonjene uz armiranobetonsku površinu) i šamotnog ozida.

U slučaju kada dođe do lokalnih oštećenja termozaštite, betonski plašt na tim mestima biva izložen temperaturi od cca 190^{o}C. Kako predmetni dimnjak nije bio dimenzionisan na takve temperaturne uticaje, tokom proteklog vremena eksploatacije pojavile su se vrlo izražene, prevashodno vertikalne prsline i pukotine, što je sasvim logično - pošto je

ustanovljeno da je horizontalna (prstenasta) armatura prisutna u zidovima bila nedovoljna da prihvati sile zatezanja nastale usled navedene visoke temperature. S obzirom da je, u vremenu proteklom od izgradnje, više puta dolazilo do oštećenja termozaštite, kao posledica takvog kumulativnog - višegodišnjeg procesa, pojavio se veliki broj prslina i pukotina nastalih na spoljašnjoj površini dimnjaka. Imajući to u vidu, bilo je neophodno da se preduzmu adekvatne sanacione mere.

Nakon razmatranja nekoliko mogućih varijantnih rešenja sanacije, odlučeno je da se za sanaciju plašta dimnjaka, a na bazi prethodno sprovedenog proračuna, primene horizontalni "obruči" od karbonskih traka-laminata tipa Sika CarboDur S1214, pri čemu se podrazumevalo da će za lepljenje tih traka biti primenjen epoksidni lepak istog proizvođača. Raspored "obruča" od karbonskih traka po visini dimnjaka prikazan je na sl.2.



Slika 2 – Raspored "obruča" od karbonskih traka po visini dimnjaka

S obzirom na veliki obim "obruča", nije bilo moguće da sa oni izvode iz jednog komada (pošto bi se njihove razvijene dužine kretale od cca 35 do 50m), pa su stoga "obruči" formirani iz 3-4 dela. Ovo je podrazumevalo izvođenje nastavaka tih delova putem preklapanja, pa je tom problemu posvećena posebna pažnja. U vezi sa tim, daje se sledeće obrazloženje.

Pošlo se od toga da će, na mestima nastavljanja, dve trake biti preklopljene za 100 cm i kao takve međusobno zalepljene epoksidnim lepkom. U tom slučaju, granično naprezanje na smicanje u ovom spoju, a s obzirom na računsku vrednost granične sile zatezanja u traci od 417 kN, iznosi:

$\tau_{u,tr} = 417/(1{,}00x0{,}12) = 3475$ kN/m^2 = 3,48 MPa < $\tau_{gr,tr}$,

pa se može smatrati da je dobijeno granično naprezanje višestruko manje od čvrstoće predmetnog spoja na smicanje $\tau_{gr,tr}$.

Međutim, od strane Sike - proizvođača i isporučioca korišćenih sanacionih materijala, predloženo je da se na oba kraja projektovanih preklopa postave i dodatne čelične ploče koje će "premošćavati" trake i proizvoditi pritiske na njih, a koje će biti pričvršćene za betonsku površinu odgovarajućim ankerima-tiplovima. Ovaj predlog Sike je načelno bio prihvaćen, ali su, u cilju verifikacije tog rešenja, u okviru Instituta za materijale i konstrukcije (IMK) Građevinskog fakulteta u Beogradu ipak sprovedena odgovarajuća laboratorijska ispitivanja - u cilju verifikacije tog rešenja.

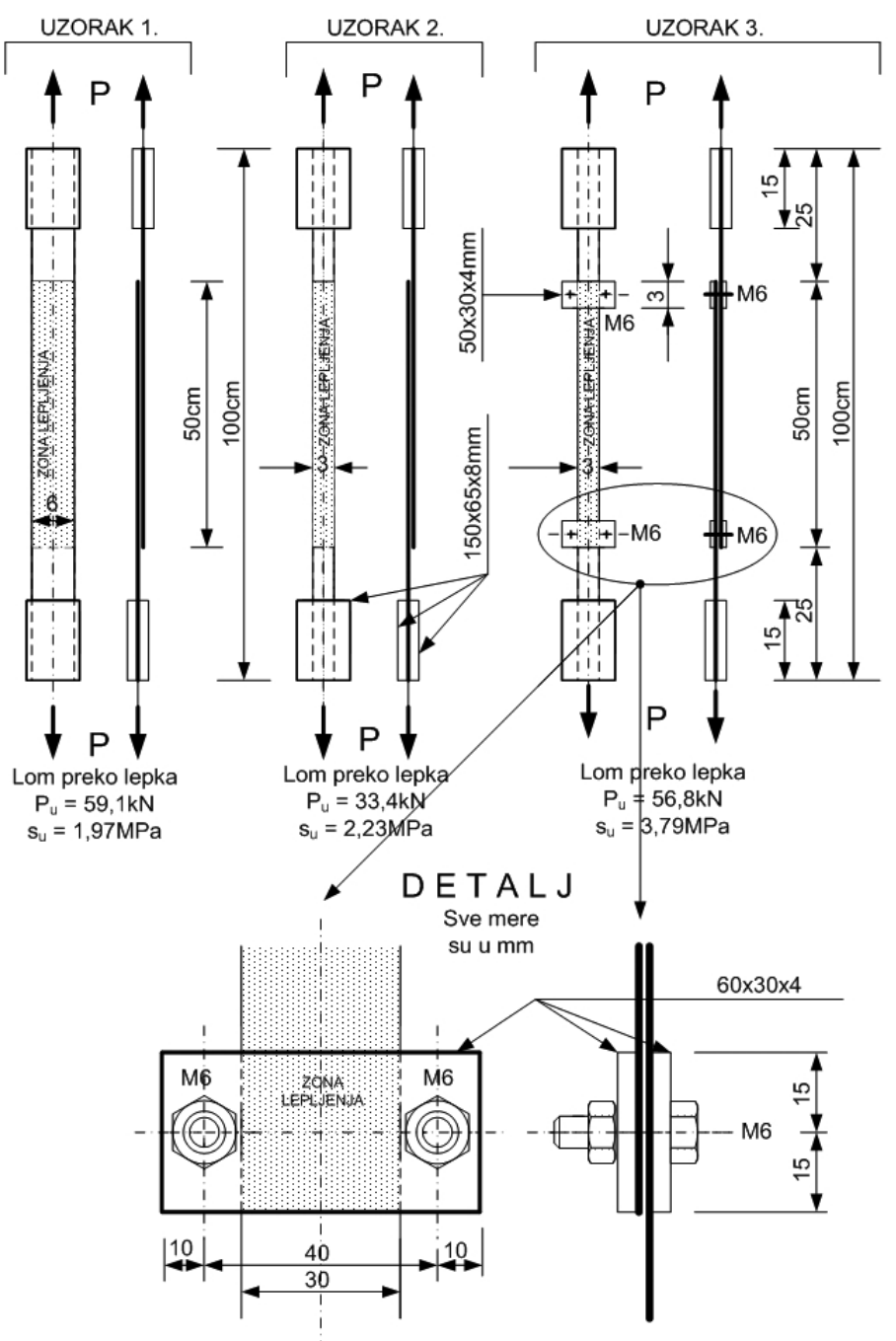
U vezi sa napred navedenim, izrađena su i ispitana tri uzorka prikazana na priloženoj slici 3. Kao što se na slici vidi, radi se o uzorcima koji su izlagani silama zatezanja P, pri čemu su dva uzorka (uzorci 1 i 2) bili uzorci sa "čistim" preklopima, dok je jedan uzorak (uzorak 3), osim zalepljenog preklopa, na oba kraja imao i dodatna ojačanja u vidu čeličnih stega, takođe zalepljenih za trake.

U okviru tabele 1 prikazani su rezultati sprovedenih ispitivanja, pri čemu je njihova analiza, između ostalog, zasnovana i na podatku iz projekta sanacije, a koji se odnosi na računsku vrednost granične sile zatezanja (Z_u = 417 kN - za projektom predviđenu traku širine 120 mm). Pošto se konkretno ispitivanje radilo sa trakama širine 60 mm, odnosno 30 mm, te sile iznosile su respektivno $Z_u \approx$ 208,5 kN, odnosno $Z_u \approx$104,25 kN.

Tabela 1 – Rezultati ispitivanja nosivosti nastavaka-spojeva karbonskih traka izvedenih putem zalepljenih preklopa

Broj uzorka	Sila loma nastavka-spoja P_u (kN)	Širina trake b_f (mm)	Čvrstoća spoja pri smicanju τ_u (MPa)	Odnos sila P_u/Z_u	Karakter otkaza - loma
1	59,1	60	1,97	0,283	Lom preko lepka
2	33,4	30	2,23	0,320	Lom preko lepka
3	56,8	30	3,79	0,545	Lom preko lepka

Na osnovu rezultata ispitivanja prikazanih u tabeli 1 proizilazi da se primenom dodatnih ojačanja u vidu čeličnih stega prikazanih na slici 15, takođe zalepljenih za trake, nosivost nastavaka traka preklapanjem značajno povećava. To povećanje je toliko da se u konkretnom slučaju dobija čvrstoća predmetnog spoja pri smicanju τ_u = 3,79 MPa, koja je dovoljno veća od napred prikazane vrednosti $\tau_{u,tr}$ = 3,48 MPa.



Slika 3 – Ispitivanje nastavaka traka preklapanjem

4 SANACIJA KONSTRUKCIJE KROVNE LJUSKE

Krovna konstrukcija o kojoj je reč predstavlja armiranobetonsku prednapregnutu ljusku oblika hiperboličnog paraboloida debljine 7 cm sa rombičnom osnovom. Konstrukcija je tako koncipirana da se u pravcu jedne od dijagonala romba (kraće - i paralelno njoj) javljaju "lančanice", a u pravcu druge (duže - i paralelno njoj) "lukovi". Računske dužine dijagonala romba su 102,4 m i 59,2 m, pri čemu je strela "lančanice" koja se odnosi na navedenu kraću dijagonalu jednaka 9 m. "Luk" koji se odnosi na dužu dijagonalu ima strelu veličine ≈ 20 m.

Prilikom vizuelno-makroskopskog pregleda gornje (ekstradosa) i donje površine ljuske (intradosa), na obema površinama uočen je značajan broj prslina i pukotina, pri čemu je konstatovano da se na najvećem broju mesta pukotine (prsline) propagiraju celom debljinom ljuske. Ova oštećenja su uglavnom registrovana duž stranica romba - u zonama neposredno uz ivične armiranobetonske gredne elemente - tj. u zonama gde je izvršeno spajanje ljuske sa ivičnim nosačima - osloncima ljuske.

S obzirom na opisana oštećenja, odlučeno je da se ista saniraju injektiranjem, a da se zatim, na bazi sprovedenog proračuna, konstrukcija ljuske u zonama pukotina (prslina) sanira lepljenjem karbonskih traka-tkanina tipa SikaWrap-230C sledećih karakteristika:

- širina $b = 300$ mm,
- debljina $d = 0{,}131$ mm,
- čvrstoća pri zatezanju $f_z = 4300$ MPa,
- granično izduženje $\varepsilon = 1{,}8$ %,
- modul elastičnosti $E = 238000$ MPa.

Ovde se napominje da su predmetne karbonske trake-tkanine bile lepljene obostrano u istim položajima - i na ekstradosu i na intradosu - na osovinskim razmacima od po 75 cm.

Navedeni raspored traka, tačnije parova traka, pošto su one lepljene i na ekstradosu i na intradosu, dobijen je na bazi približnog, ali sa praktične tačke gledišta potpuno prihvatljivog postupka, zasnovanog kako na odredbama aktuelne tehničke regulative, tako i na opšteprihvaćenim principima koji važe na području upotrebe karbonskih traka. Pri ovome, polazna tačka bilo je definisanje aksijalne sile zatezanja koja je proizvela prsline (pukotine) u ljuski.

Ako se uzme u obzir da je u okviru predmetne ljuske bio zadovoljen uslov marke betona MB45, kao čvrstoća betona pri aksijalnom zatezanju usvojena je veličina $f_{bzm} = 3{,}15$ MPa. Na osnovu toga, za traku ljuske (betona) širine 1,0 m dobijena je granična proračunska sila zatezanja:

$$Z_u = 1{,}6 \cdot 3150 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}07 = 352{,}8 \text{ kN/m}.$$

Granična vrednost sile u paru predmetnih karbonskih traka koje su zalepljene i sa gornje i sa donje strane ljuske, pak, je sledeća:

$$T_u = 0{,}8 \cdot 2 \cdot 0{,}300 \cdot 0{,}000131 \cdot 4300000 \approx 270 \text{ kN}.$$

S obzirom na prikazane rezultate, proizilazi da je za "pokrivanje" granične proračunske sile Z_u na traci ljuske (betona) širine 1,0 m bilo potrebno da bude postavljeno:

$$n = 352{,}8/270 = 1{,}307 \text{ parova karbonskih traka},$$

pa je na osnovu toga konačno sračunato da ti parovi traka treba da budu postavljeni na rastojanju:

e = 100/1,307 = 76,5 cm. → Usvojeno e = 75 cm.

LITERATURA

[1] *Ispitivanje svojstava i primeri primene karbonskih traka za ojačanje betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D. // Stručni rad, Materijali i konstrukcije br.4/2008, str. 42-50, ISSN 0543-0798.

[2] *A Guide to the Concrete Repair European Standards BS EN 1504 Series*

[3] *Ispitivanje svojstava karbonskih traka koje služe za ojačanje betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D. // Simpozijum "O istraživanjima i primeni savremenih dostignuća u našem građevinarstvu u oblasti materijala i konstrukcija", Zbornik radova XXIV Kongresa DIMK Srbija, Divčibare, 15-17. oktobar 2008, str. 55-62, ISBN 978-86-87615-00-7.

[4] *Mogućnosti primene CFRP sistema "Sika" za ojačanje i sanaciju betonskih konstrukcija* / Muravljov M., Jevtić D., Zakić D., Savić A., Gavrilović D., Tanasić N. // Simpozijum DGKS, Zlatibor 24-26. septembar 2008. godine, str. 665-673, ISBN 978-86-85073-04-5.

[5] *Problematika ankerisanja karbonskih traka za ojačanje armiranobetonskih konstrukcija* / Muravljov M., Bajić D. // Međunarodna konferencija "Savremeni problemi u građevinarstvu", Subotica, 01-02.06.2006.

[6] *Održavanje i rehabilitacija betonskih mostova* / Muravljov M., Bajić D. // Seminar "Integritet mostova", Društvo za integritet i vek konstrukcija, Beograd, 15.11.2007.

[7] *EN 1542:1999 Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Measurement of bond strength by pull-off*

[8] *Sanacija i ojačanje betonskih konstrukcija upotrebom karbonskih traka* / Muravljov M., Živković S., Jevtić D., Zakić D. // 17. Slovenski kolokvij o betonih – Strategija izvedbe sanacij objektov, Ljubljana, 19. maj 2010. ISBN 978-961-91378-6-4, str. 67-82.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Boško Stevanović[1], Ivan Glišović[2]

MOGUĆNOSTI PRIMENE KARBONSKIH TRAKA ZA OJAČANJE I SANACIJU DRVENIH KONSTRUKCIJA

Rezime:

Velika čvrstoća na zatezanje, visok modul elastičnosti i sve veća dostupnost čini kompozitne materijale podesnim kandidatom za široku konstrukcijsku primenu, uključujući sanaciju i ojačanje postojećih konstrukcija, kao i konstruisanje novih objekata. U radu su izložena osnovna svojstva, prednosti i primena karbonskih traka u drvenim konstrukcijama. Ojačanjem drveta materijalom na bazi karbonskih vlakana mogu se obezbediti bolje karakteristike, kao što su poboljšana nosivost, krutost i duktilnost.

Ključne reči: karbonska vlakna, ojačanje, primena, drvene konstrukcije.

POSSIBLE APPLICATIONS OF CFRP STRIPS FOR STRENGTHENING AND REPAIR OF TIMBER STRUCTURES

Summary:

The high tensile strength, high modulus of elasticity and the increased availability of composite fibers make them a suitable candidate in many structural applications, including rehabilitation and strengthening existing structures as well as construction of new facilities. This paper presents the main properties, advantages and the application of CFRP strips in timber structures. Strengthening timber with CFRP can provide better structural performance such is improved strength, stiffness and ductility.

Key words: carbon fibers, reinforcement, application, timber structures.

[1] Vanredni prof., dr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet, Beograd.
[2] Asist., mr, dipl. građ. inž., Građevinski fakultet, Beograd.

1 UVOD

Problemi trajnosti i efikasnosti konstrukcijskih elemenata povezani sa propadanjem i degradacijom usled preopterećenja, starenja i različitih oštećenja tokom eksploatacije (npr. zeljotres, požar, udarna opterećenja i sl.) rezultirali su potrebom za razvojem novih, naprednih materijala i tehnologija u građevinarstvu. Ovi savremeni materijali i tehnologije treba, s jedne strane da doprinesu trajnijem, efikasnijem i ekonomičnijem rešavanju brojnih problema vezanih za sanaciju i ojačanje postojećih konstrukcija, ali takođe, sa druge strane, i da povećaju pouzdanost i eksploatacioni vek novih objekata.

Pre primene kompozitnih materijala u građevinarstvu, različite tehnike ojačanja, sa različitim stepenom efikasnosti, testirane su u prošlosti sa ciljem povećanja nosivosti i krutosti konstrukcija. Istraživanja su uglavnom fokusirana na upotrebu metalnih ojačanja, kao što su ploče i šipke od čelika i aluminijuma, sa ili bez prednaprezanja. Dok sve ove tehnike ojačanja postižu značajne i korisne rezultate, samo neke od njih su razvijene i/ili komercijalizovane, ali skoro nijedna od njih nije dostigla status da bude univerzalno prepoznata i prihvaćena. Neki od mogućih razloga za ovo su: ograničena primena, visoka cena, teškoće pri izvođenju, potreba za specializovanim osobljem i nekompatibilnost sa osnovnim materijalom. U ovom kontekstu, kompozitni materijali nude nekoliko evidentnih prednosti, pre svega jednostavnost i izuzetnu mnogostranost, što je omogućilo značajnu i široku primenu FRP (Fiber Reinforced Polymer) ojačanja najpre za armirano betonske i zidane konstrukcije.

Iz čisto inženjerske perspektive, uspešna primena kompozitnih materijala u kombinaciji sa drvetom omogućena je zahvaljujući kompatibilnosti i komplementnosti njihovih karakteristika. Na primer, mala težina drveta, što je jedna od najznačajnijih karakteristika, nije ugrožena od strane FRP ojačanja. Takođe, najočigledniji nedostaci drveta, kakav je izrazita mehanička heterogenost usled prisustva brojnih defekata, mogu se umanjiti sprezanjem sa drugim konstruktivno efikasnim materijalom kakav je FRP materijal.

Kombinacija drvo-FRP ima takođe neka ograničenja usled prirode datih matrijala, uključujući različito ponašanje u odnosu na varijacije temperature i vlažnosti, kao i različito ponašanje pri požaru. Još jedno važno pitanje odnosi se na tehniku spoja (spoj ostvaren lepkom, mehanički spojevi). Od ponašanja spoja zavisi prenos napona sa drveta na kompozitni materijal, što utiče na krutost spregnutog preseka i iskorišćenost pojedinačnih materijala.

2 KARBONSKE TRAKE KAO OJAČANJE

FRP kompoziti su primarno razvijeni za potrebe avio i vojne industrije, ali se tokom poslednje dve decenije njihova primena znatno proširila, uključujući i građevinarstvo. Danas se na području sanacija i ojačanja drvenih konstrukcija najčešće primenjuju tkz. CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) kompoziti u okviru kojih su prisutna karbonska (ugljenična) vlakna izraženih mehaničkih karakteristika. To su gotovi fabrički proizvodi najčešće u obliku traka-laminata ili traka-tkanina, pri čemu se u prvom slučaju radi o proizvodima u okviru kojih su vlakna povezana izuzetno čvrstom, hemijski otpornom i trajnom sintetičkom smolom (kao matricom), dok je u drugom slučaju reč o proizvodima koji potpuno nalikuju na tkanine – bez prisustva ikakve vezivne supstance. Predmetni proizvodi se isporučuju u različitim debljinama i širinama, a mogu da imaju praktično neograničenu dužinu (u rolnama). Kod traka-laminata debljine se kreću do 3 mm, a širine do 200 mm, dok su u slučaju traka-tkanina njihove

efektivne debljine manje od 1 mm, a širine najčešće 50-1000 mm. U okviru traka-laminata, vlakna su uglavnom orijentisana podužno-jednoaksijalno, dok kod tkanina njihova orijentacija može da bude jednoaksijalna ili biaksijalna. Povezivanje traka za konstrukcijske elemente od drveta izvodi se uglavnom lepljenjem uz primenu odgovarajućih epoksidnih lepkova. Pored male sopstvene težine i vrlo visokih mehaničkih karakteristika, primena karbonskih traka kao materijala za sanaciju i ojačanje drvenih konstrukcija, nudi dosta pogodnosti: pogodan i lak transport, primena i u ograničenom prostoru (smanjenje troškova za skele i radnu snagu), velika mogućnost oblikovanja, kao i minimalno remećenje objekta i njegovih korisnika u toku intervencije.

CFRP komoziti u poređenju sa klasičnim građevinskim čelikom imaju 4-6 puta nižu zapreminsku masu i čak do 10 puta veću čvrstoću na zatezanje. Modul elastičnosti može biti približno isti kao kod čelika, ali i nešto niži. Mana čelika je niska granica tečenja, koja dovodi do plastičnih deformacija pre dostizanja punog kapaciteta deformacije drveta. Ojačanja na bazi karbonskih vlakana ne pokazuju takvo ponašanje. Što se tiče izduženja pri lomu ono je generalno 5-10 puta manje nego kod klasičnog čelika.

Karbonska vlakna imaju još nekoliko važnih prednosti u odnosu na čelik kada se razmatraju kao materijal za ojačanje drveta. Ona su znatno trajnija nego čelik i jače prijanjaju za drvo, a zbog niskog koeficijenta termičke provodljivosti opstaju duže na visokim temperaturama. Takođe, imaju dobru čvrstoću na zamor, oko tri puta veću od čelika, uz nizak koeficijent termičkog širenja, povoljne karakteristike tečenja i dobru otpornost na habanje. Drvo ojačano karbonskim trakama pogodno je i za primenu u agresivnoj sredini, jer oba materijala imaju dobru otpornost prema velikom broju hemikalija, dok takođe pokazuju elektromagnetnu neutralnost.

3 OBLASTI PRIMENE

Drvene konstrukcije, bez obzira da li su od punog (masivnog) ili lepljenog lameliranog drveta, zahtevaju ojačanje u različitim situacijama. Rekonstrukcije istorijskih zgrada, sanacije stambenih, poslovnih, industrijskih ili sportskih objekata i povećanje kapaciteta nosivosti drvenih mostova su samo neki od primera.

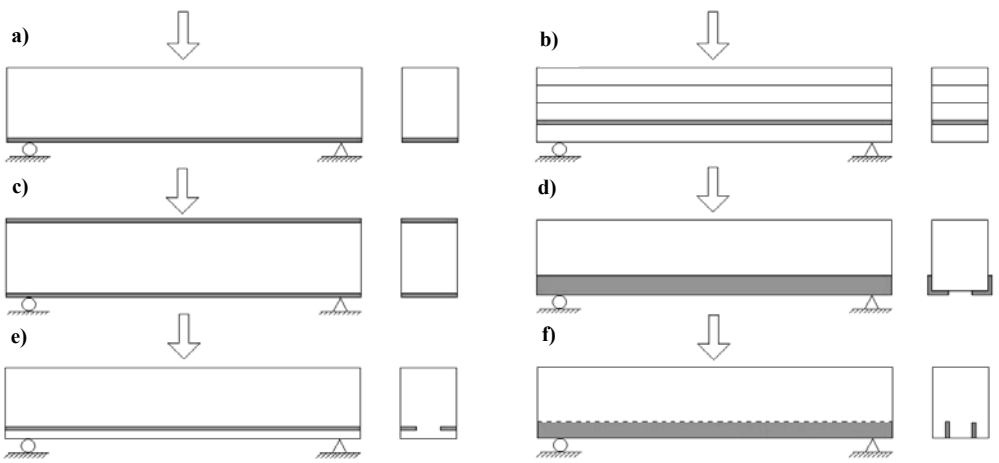
Gotovo svi statički problemi koji se odnose na drvene konstrukcije, teoretski se mogu rešiti odgovarajućom primenom CFRP materijala. U praksi, najprostiji i najmanje problematičan pristup je „poboljšanje“ kao tip intervencije podesan u situacijama produženja upotrebljivosti i trajnosti objekta. Sa druge stane, saniranje i ojačavanje se predviđa u znatno težim slučajevima rehabilitacije karateristika propalih elemenata ili poboljšanja konstruktivnih svojstva neoštećenih elemenata.

3.1 REŠENJA ČIJA JE EFIKASNOST POTVRĐENA

Najčešća primena karbonskih traka je za ojačanje drvenih elemenata izloženih savijanju, uključujući pojedinačne grede (nosače), grede međuspratnih konstrukcija i pojedinačne elemente složenijih konstrukcija kao što su rešetke i okviri. Za ovu namenu različiti sistemi karbonskih traka ili tkanina mogu biti primenjeni saglasno kriterijumu koji će ukazati na najbolje prednosti u smislu nosivosti, deformabilnosti i duktilnosti.

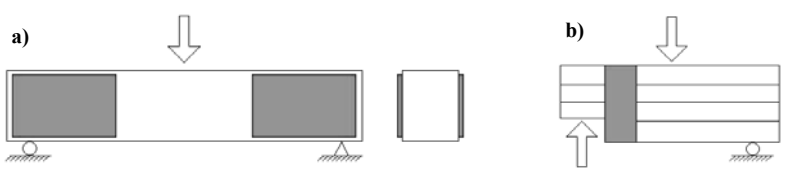
Kod drvenih elemenata napregnutih na savijanje, inicijalni lom nastaje uglavnom u zategnutoj zoni u blizini kvrga, defekta ili na mestima poprečnog nastavka lamela kod lepljenih

lameliranih nosača. Lom usled zatezanja drveta izloženog savijanju je krt, nasumičan i teško predvidiv. Stoga, drveni nosači se uglavnom ojačavaju na zategnutoj strani, čime se povećava nosivost i krutost na savijanje i postiže znatno duktilni lom u pritisnutoj zoni. Ojačanje u zategnutoj zoni može se postići korišćenjem karbonskih traka postavljenih sa spoljašnje strane preseka (Slika 1a,c,d) ili unutar drvenog elementa (Slika 1b,e,f). Spoljašnja primena je najčešći slučaj ojačanja postojećih konstrukcija. Ovim načinom ojačanja može se sprečiti i dalja propagacija postojećih pukotina nastalih usled različitih defekata drveta, koje mogu uzrokovati značajan pad kapaciteta nosivosti drvene grede. Postavljanje ojačanja unutar poprečnog preseka, pored poteškoća u realizaciji, ima nekoliko značajnih prednosti kao što su: veća sigurnost od požara, bolja estetska svojstva i sprečavanje pojave delaminacije spoja drvo-kompozit.



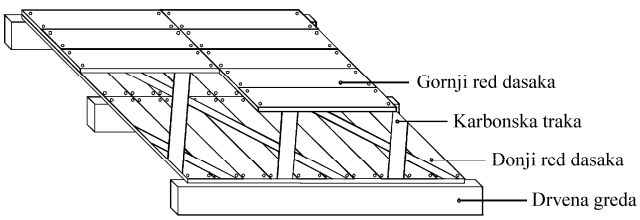
Slika 1 – Primena karbonskih traka za ojačanje drvenih elemenata na savijanje

Drvo ima lošu čvrstoću upravno na vlakna. U nekim slučajevima ovaj nedostatak rezultuje situacijama kada smičuća otpornost paraleno vlaknima postaje kritična. Upotreba karbonskih traka za ojačanje drveta na smicanje je u manjem obimu istraživana, pošto je smicanje redak oblik loma za drvene nosače. Značajno ojačanje na smicanje drvenih preseka može se postići postavljanjem traka ili tkanina u kritičnoj zoni (Slika 2a). Slična ojačanja se mogu primeniti kod zakrivljenih nosača i nosača sa redukovanom visinom poprečnog preseka kod oslonca (Slika 2b).



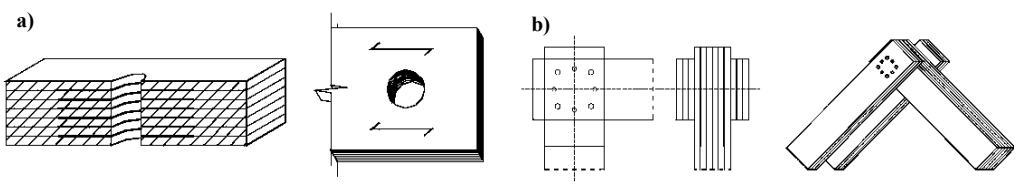
Slika 2 – Primena karbonskih traka za ojačanje drvenih elemenata na smicanje i zatezanje upravno na vlakna

Karbonskim trakama mogu se ojačati i konstrukcije izložene dejstvima u svojoj ravni. Tipičan primer su drvene međuspratne konstrukcije. Ove konstrukcije imaju malu težinu, dobru nosivost, ali ograničenu krutost i efikasnost u prenošenju horizontalnih sila u ravni. Ova poslednja karakteristika, važna za pravilan proračun objekata u seizmičkim područjima, može biti lako poboljšana, bez uticaja na težinu ili debljinu konstrukcije, povezivanjem daščane oplate ili postojeće ploče sa mrežom sačinjenom od dva ili više redova karbonskih traka postavljenih ortogonalno jedni na druge (Slika 3). Opisani tip intervencije ne utiče značajno na krutost na savijanje, niti na kapacitet nosivosti međuspratne konstrukcije. Ove karakteristike treba posebno ispitati i ako je potrebno poboljšati ih ranije opisanim merama.



Slika 3 – Ojačanje drvene međuspratne konstrukcije za uticaje u svojoj ravni

Komozitni materijali mogu se primeniti i kao ojačanje spojeva između drvenih elemenata (Slika 4a,b). Karbonske trake i tkanine sa različitom mikrostrukturom mogu biti upotrebljene u skladu sa njihovom funkcijom, zavisno da li se želi postići veća deformabilnost ili veća krutosi i nosivosti veze. Željeni rezultati su uglavnom sledeći: smanjenje rizika loma usled napona zatezanja upravno na vlakna, smanjenje razmaka između spojnih sredstava, kao i rastojanja od krajeva i ivica, poboljšanje graničnog ponašanja veza i povećanje disipacionog kapaciteta veza pri cikličnom opterećenju.



Slika 4 – Primeri ojačanja spojeva

3.2 REŠENJA ČIJA EFIKASNOST NIJE POTVRĐENA

Kad se karbonskim trakama ojačavaju drveni elementi izloženi pritisku, potrebno je napomenti nekoliko važnih kontraindikacija. Dok betonski stub obložen karbonskim trakama predstavlja adekvatno rešenje, isti rezultati se ne mogu postići za drvene elemente. Zbog različitih izduženja i skupljanja izazvanih termo-higrometrijskim varijacijama, efekat rešenja tokom vremena se može značajno umanjiti. Usled navedenog razloga i određenog mehaničkog ponašanja i oblika loma drvenih konsruktivnih elemenata, svaka intervencija ojačanja zasnovana na sistemu opasivanja drvenih elemenata je diskutabilne efikasnosti. Osim toga,

takve intervencije često imaju značajan estetski uticaj, što je potpuno neprihvatljivo za sanaciju postojećih konstrukcija, označenih kao deo kulturnog nasleđa.

U slučaju klasičnih drvenih rešetki, generalno se ne preporučuje ojačanje veza u čvorovima upotrebom karbonskih traka, zato što se ovim sistemom mogu neprihvatljivo ograničiti relativna pomeranja elemenata, što je bitan uslov za pravilan rad rešetke.

4 ZAVRŠNE NAPOMENE

Primena karbonskih traka kao materijala za ojačanje drvenih elemenata pruža velike mogućnosti kod sanacije postojećih konstrukcija, ali i kod projektovanja novih objekata. Pored svoje jednostavnosti, ova tehnika omogućava značajno povećanje nosivosti i krutosti ojačanih konstrukcijskih elemenata. Pored toga, čini konstrukciju znatno pouzdaniom, redukujući mogućnost pojave krtog loma. Prisustvo karbonskih ojačanja sprečava otvaranje pukotina, ograničava lokalna oštećenja i premošćava lokalne defekte u drvetu.

Bez obzira na visoke mehaničke karakteristike i druge pogodnosti, posebnu pažnju treba obratiti na pitanje trajnosti i funkcionalnosti, što se postiže pravilnim izborom i primenom odgovarajućeg sistema. Buduća istraživanja treba da pokažu uticaj tipa, položaja i površine ojačanja na nosivost i krutost drvenih elemenata kako za granično stanje nosivosti, tako i za granično stanje upotrebljivosti. Dodatne studije treba, takođe, da obuhvate i ponašanje kroz vreme spojeva između kompozitnog materijala i drveta. Osim toga, da bi bi ovaj metod ojačanja bio praktičan i ekonomičan za svakodnevnu primenu potrebno je usavršiti proračunske postupke i smernice.

LITERATURA

[1] *Ispitivanje svojstava i primeri primene karbonskih traka za ojačanje betonskih konstrukcija* / M. Muravljov, D. Jevtić, D. Zakić, A. Savić, D. Gavrilović // Materijali i konstrukcije, 51(4), 2008, s. 42-49.

[2] *Flexural strengthening of glued laminated timber beams with steel and carbon fiber reinforced polymers* / J. Jacob, O. Barragan // Master thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 2007.

[3] *Fibers for strengthening of timber structures* / A. Andre // PhD thesis, Lulea Universitz of Technology, Lulea, Sweden, 2006.

[4] *A method for flexural reinforcement of old wood beams with CFRP materials* / A. Borri, M. Corradi, A. Grazini // Composites: Part B, 36, 2005, pp 143-153.

[5] *The use of FRP composites in enhancing of structural behavior of timber beams* / J. Gilfillan, S. Gilbert, G. Patrick // Journal of Reinforced Plastics and Composites, 22(15), 2003, pp. 1373-1388.

[6] *Glulam members strengthened by carbon fibre reinforcement* / H. Johnsson, T. Blanksvard, A. Carolin // Materials and Structures, 40, 2006, pp 47-56.

[7] *Shear reinforcement of wood using FRP materials* / T. Triantafillou // Journal of Materials in Civil Engineering, 9(2), 1997, pp. 65-69.

[8] CNR-DT 2001/2005: *Guidelines for the design and construction of externally bonded FRP Systems for strengthening existing structures – Timber structures* // Rome, 2007.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Miloš Lazović[1]
Biljana Canić[2]

IZGRADNJA OBJEKTA VIŠEETAŽNE PODZEMNO NADZEMNE GARAŽE U BEOGRADU METODOM "TOP DOWN"

Rezime

U centralnom delu Beograda na Vračaru, projektovana je i izvedena višeetažna podzemno-nadzemna garaža. I podzemni i nadzemni deo imaju po 6 etaža. Ovo je prva privatna i javna garaža u Beogradu. U ovom radu, prikazan je način izgradnje konstrukcije ovog objekta uz maksimalnu razionalizaciju i angažovanje svih delova zaštitne konstrukcije temeljne jame i delova konstrukcije samog objekta. Metoda izgradnje, tzv. "top down" metoda, koja je primenjena na ovom objektu dovela je do značajnog smanjenja roka izgradnje čitavog objekta, kao i samih troškova izgradnje jer omogućava da se u određenom trenutku izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta počne sa izvođenjem nadzemnog dela konstrukcije objekta.

Ključne reči: "top down" sistem gradnje, temeljna jama, potporni zid

CONSTRUCTION OF MULTILEVEL UNDER AND ABOVE GARAGE IN BELGRADE BY USING TOP-DOWN METHOD OF CONSTRUCTION

Summary

In the central part of Belgrade in Vracar, multilevel und above ground garage has been designed and build. Both, under and aobve ground/parts of the garage have 6 floors. This is the first private, but public, garage in Belgrade. In this Paper, we have shown method of construction, that gives optimal rational solution. Construction method, so called "top down" method, has brought to significant reduction of complete time needed to be build such construction, as well as cost efficiency, because it is possible to build construction in two ways at the same time, top and down.

Key words: top down" method, excavation pit, retaining wall

[1] Dr,dipl.inž.građ., profesor, Građevinski fakultet Univerziteta u Beogradu, Bulevar kralja Aleksandra 73, Beograd
[2] Biljana Canić, dipl.inž.građ., "FUNDAMENT-MB" d.o.o., Beograd

UVOD

U periodu od jula 2009. godine do januara 2010. godine izvođeni su radovi na izradi podzemno nadzemne višeetažne garaže u ul. Baba Višnjinoj u Beogradu. Izvođenje ovih radova povereno je preduzecu "Fundament-MB" d.o.o. iz Beograda, specijalizovanoj firmi za izvođenje zaštitnih konstrukcija temeljnih jama i podzemnih konstrukcija, kao i za rešavanje specijalnih problema fundiranja objekata. Paralelno sa izvođenjem podzemnog dela objekta izvođeni su I radovi na nadzemnom delu konstrukcije objekta, a što je dovelo da znatnog smanjenja roka izgradnje celokupnog objekta.

Objekat je lociran u gradskom jezgru, na srednjem delu Baba Višnjine ulice kod Kalenić pijace. Neposredno uz navedeni objekat nalaze se objektii čija je kota fundiranja znatno iznad kote fundiranja objekta podzemno nadzemne garaže i koji su zatečeni u dosta lošem stanju. Osnova objekta je pravougaonog oblika, dimenzija približno 40,00 x30,00 metara i površine oko 1.200,00 m2. Karakteristični raster između stubova objekta su oko 8.00m. Objekat ima šest podzemnih i šest nadzemnih etaža. Na toj lokaciji teren je relativno ravan. Tavanice objekta projektovane su kao pune ploče debljine 22cm sa relativno malim kapitelima oko stubova. Tavanice objekta su smaknute sa poluetažama. Najveća dubina iskopa u odnosu na dvorišni deo objekta je oko 18.00 metara, što znači da se radi o veoma dubokom iskopu. Jasno je da je s'obzirom na lokaciju objekta, susedne objekte i na dubinu ukopavanja, iskop potrebno vršiti pod zaštitom potporne konstrukcije. Projektovano rešenje zaštitne konstrukcije temeljne jame predvidelo je izvođenje zavese od AB bušenih šipova po obodu jame. Izvedeni su bušeni šipovi Φ600, koji se izvode na međusobnom osovinskom odstjanju od 1.20m. S'obzirom na dubinu iskopa, a kako je potrebno zadovoljiti uslov da deformacije zaštitne konstrukcije i okolnog tla budu male i da usled njih ne dođe do pojave oštećenja na susednim objektima, neophodno je izvršiti razupiranje zaštitne konstrukcije temeljne jame konstrukcijom unutar objekta. Uticaji u šipovima u projektnoj dokumentaciji sračunati su za različite dubine iskopa po fazama i različite nivoe podupiranja. Isto tako, pošto je ispitivanjima utvrđeno da je NPV na dubini od 6,00 do 8,00 metara od površine terena, potrebno je bilo voditi računa da se usled izvođenja zaštitne konstrukcije temeljne jame ne remeti znatno NPV, tj. da ne dođe do uspora. Pored bočnih pritisaka tla i podzemne vode, na konstrukciju zaštite temeljne jame deluju i bočni pritisci tla od opterećenja koja se preko temelja postojećih susednih objekata prenose na tlo.

1 IZVOĐENJE RADOVA

Po obodu temeljne jame, uz ulicu i susedne objekte , izvedeni su bušeni šipovi prečnika Φ600mm, čije su dubine oko 3.00m ispod kote dna iskopa. Iznad šipova je izvedena vezna greda dimenzija poprečnog preseka 70/40cm.

Prva faza iskopa podrazumeva iskop do kote dubine od oko 3.50m na strani do ulice, odnosno oko 4.50m na dvorišnoj strani. Zbog toga je iskop do ulice izveden bez ikakvih podupiranja zaštitne konstrukcije dok je na dvorišnoj strani izvršeno podupiranje kosnicima na nivou vezne grede.

Na mestima budućih stubova objekta izvedeni su bušeni šipovi Φ1200mm, koji se iznad temeljne ploče izvedeni kao čelični šipovi Φ323mm i koji su armirani dodatnom armaturom i ispunjeni betonom. Računato je da je dozvoljena sila u ovakvim elementima oko 3000kN.

Prostor oko čeličnih cevi ispunjem je suvim peskom da ne bi došlo do izvijanja cevi u toku izvođenja radova. Vezano za izvođenje unutrašnjih šipova Φ1200 mm koji su izvedeni na mestima stubova konstrukcije objekta, bitno je napomenuti da su oni betonirani do kote donje ivice temeljne ploče kao šipovi prečnika Φ1200mm. Prosečna dužina tih šipova je oko 6.00 ispod dna temeljne ploče. Na Slici 1. prikazan je pogled na nadzemni deo konstrukcije objekta.

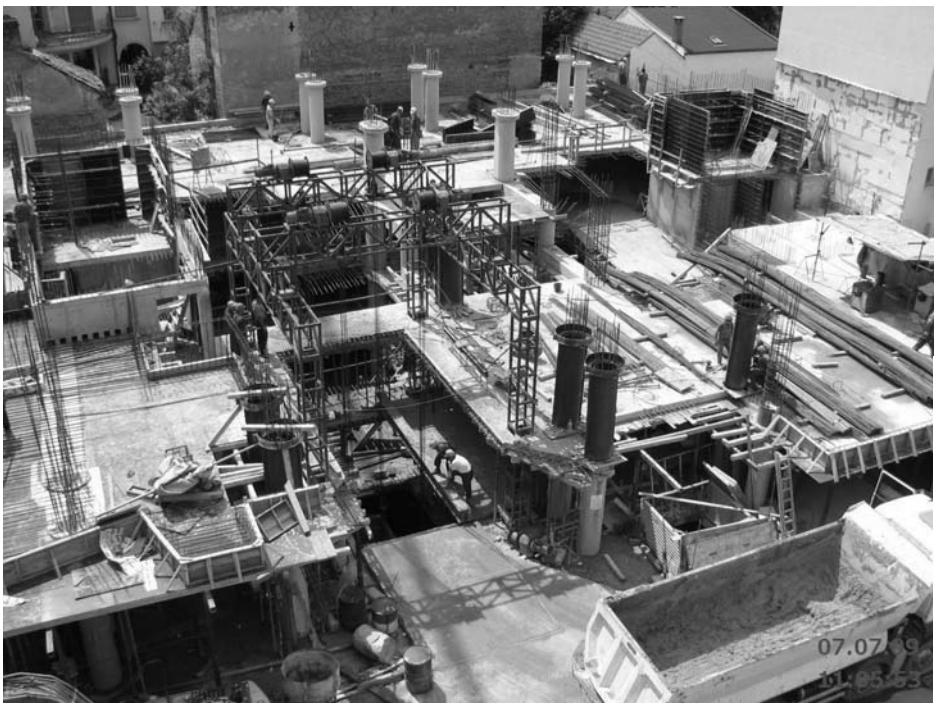


Slika 1.

Posle završene frve faše iskopa do ispod kote tavanice -1, Preko podloge i tamponskog sloja izveden je roštilj od čeličnih profila. Preko ovih profila montiranje su drvene grede a preko njih ploče od vodootpornog špera. Ove oplate izvedene su od četiri segmenta približne površine oko 300m^2. Na svakom segmentu ostavljeno je po osam otvora sa zategama pomoću kojih je vršeno spuštanje oplate. Zatim je montirana armatura i izvedeno betoniranje tavanice -1(-1.50). Posle toga na klasičan način izvedeni su stubovi i zidovi prve podzemne etaže i izvedena tavanica na nivou 0.00 (-0.50). Na ovaj način formirana je jedna relativno kruta kutija od armiranog betona koja je oslonjena na obodne i unutrašnje zidove. Ova kutija je u stanju da prihvati bolna opterećenja tla od sopstvene težine tla kao i usled težina susednih objekata. Posle ovoga izvođenje radova na objektu vršeno je po "top down" metodi.

Na delu do ulice u tavanicama su ostavljeni otvori kroz koji je se kretala korpa za vertikalni transport iskopanog materijala. Pošto su dimenzije objekta u osnovi relativno male, nije bilo moguće formirati rampe unutar njega, već je za iskop korišćen specijano urađen uređaj. Na sl. 2, prikazan je uređaj za vertikalni transport iskopanog materijala. Ovaj uređaj se sastoji od korpe relativno velikih dimenzija, zapremine oko 12m^3. Ova korpa se sistemom koturača sa elektromotorima i reduktorima podiže do nivoa iznad kanata kamiona. Horizontalnim

pomeranjem spregnute ploče zatvara se otvor u tavanici objekta. Posle toga kamion se parkira ispod korpe sa zemljanim materijalom. Hidrauličnim otvaranjem dna korpe , vrši se utovar kamiona zemljanim materijalom. Ovakav rad je brz, bez buke i vibracija a kamioni se nalaze načistoj betonskoj podlozi , tako da nema iznošenja zemljanog materijala na saobraćajnice.



Slika 2.

U u nastavku radova, vrši se kontinuirani iskop ispod izvedenih tavanica. Kada je dubina iskopa ispod izvedene tavanice veča od spratne visine, vrši se spuštanje oplate na niži nivo. Spuštanje oplate izvođeno je pomoću osam spregnutih hidrauličkih ciindara sa sajlama i koturačama. Na ovaj način pomeranje oplate je bilo tri puta veće od hoda cilindara. Posle spuštanja oplate na željenu kotu vršeno je montiranje zatega i fino podešavanje visina oplate. Korišćenjem zatega, oplata a kasnije tavanica, kače se za izvedenu tavanicu iznad nje. Posle montaže armature tavanice vrši se njeno betoniranje. Iznad ove tavanice betoniraju se zidovi i stubovi. Ovi elementi izvođeni su od betona SCC MB40. Na ovaj način dobijene su ravne i glatke površine betona bez njegovog vibriranja. Na sl. 3, prikazana je oplata tavanica sa zategama.



Slika 3.

Predhodno opisani postupak, iskopa montaže oplate i armature kao i betoniranja tavanica i ostalih elemenata podzemnog dela konstrukcije objekta nastavljen je dalje u kontinuitetu. Ovo znači da beton tavanica nije potrebno da očvrsne da bi se nastavilo sa iskopom ispod nje.
Paralelno sa izvođenjem radova na podzemnom delu objekta izvođeni su radovi i na nadzemnom delu objekta, tako da je pri završetku podzemnog dela konstrukcije objekta izvedeno 4 nadzemne etaže.

Prostor između izvedenih šipova iskorišćen je za formiranje vertikalnih drenova koji su izvedeni od geotekstila i bobičaste folije. Da bi se što manje remetio nivo podzemne vode oko objekta na određenim mestima urađeni su otvori u obodnim zidovima i voda je kontrolisano uvedena u objekat do jame iz koje se pumpama izbacuje u kanalizacijonu mrežu. Količina ve vode je relativno velika i njen dotok u amu je oko 0.70l/min.

2 ZAVRŠNI KOMENTARI

Na osnovu prethodno izloženog, može se zaključiti da je primenjeni način izvođena radova na podzemnom delu konstrukcije objekta po metodi "top-down" u potpunosti opravdao sva očekivanja.

- Za vreme izvođenja ovako složenih radova ostvarena je u svim fazama potrebna sigurnost i stabilnost zaštitne konstrukcije temeljne jame i susednih objekata. Sprovedena merenja i ispitivanja u toku izvođenja radova koja su redovno vršena dokazala su da se ponašanje susednih objekata, kao i novoizgrađenog objekta sa zaštitnom konstrukcijom temeljne jame u svim fazama izvođenja dobro slažu sa rezultatima proračuna, odnosno da su pomeranja manja od očekivanih.
- Ovakav način građenja pruža mogućnost znatnog skraćenja roka izvođenja građenja čitavog objekta jer se nakon izvođenja određenog dela konstrukcije objekta stvara mogućnost za paralelno izvođenje podzemnog i nadzemnog dela konstrukcije objekta. Pored toga, izvođenje podzemnih radova se vrši u zatvorenom prostoru čime se stvaraju uslovi za nesmetano izvođenje radova i u nepovoljnim meteorološkim uslovima.
- Bitan element ovakvog sistema gradnje je i efikasan vertikalni transport iskopanog zemljanog matrijala. Kao što je predhodno opisano ovaj transport vrši se specijalno konstruisanim i napravljenim uređajima, kojima se mogu ostvariti željeni učinci.
- Posebno poboljšanje ovakvog načina izvođenja radova, čini izrada i spuštanje oplate odozgo na dole. Oplata se kači za predhodno izvedene tavanice iznad njih što omogučuje kontinuirani rad na iskopu jame.
- Na osnovu uporednih analiza, može se pokazati da je ovakav način izvođenja radova veoma racijonalan.

LITERATURA

[1] Randolph,M.F., "Design methods for pile groups and piled rafts" , John Wiley and Sons, New York,N.Y., U.S.A., 1980,397 pp.

[2] Lazović, M., " Projekat zaštite temeljne jame poslovnog objekta u Balkanskoj ulici br. 14 u Beogradu, 2006. god., Građevinski fakultet Beograd.

[3] Lazović, M. & Canić, B. " Rešenja i tehnička razrada karakterističnih detalja za potrebe izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta u Ruzveltovoj ulici u Beogradu po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža), Beograd, 2006. god.

[4] Lazović, M. & Canić, B. " Rešenja i tehnička razrada karakterističnih detalja za potrebe izvođenja podzemnog dela konstrukcije objekta u Varšavskoj ulici u Zagrebu po sistemu TOP DOWN gradnje (šest podzemnih etaža), Zagreb, 2010. god.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Marko Radišić, Marija Nefovska Danilović, Mira Petronijević

DINAMIČKA KRUTOST PRAVOUGAONOG TEMELJA

Rezime:

U dinamičkoj analizi interakcije tla i objekta u frekventnom domenu, primenom metode podstruktura, uticaj tla se zamenjuje dinamičkom matricom krutosti. Elementi te matrice su kompleksne, frekventno zavisne funkcije, koje se nazivaju još i funkcije imepdancije. U ovom radu su prikazane funkcije impedancije pravougaonog temelja fundiranog na poluprostoru koje su dobijene dinamičkom analizom u frekventnom domenu primenom programa SASSI. Sprovedena je parametarska analiza uticaja debljine i broja slojeva tla na funkcije impedancije. Rezultati su upoređeni sa rešenjima iz literature.

Ključne reči: dinamička krutost, dinamička analiza, frekventni domen, SSI, SASSI

DYNAMIC STIFFNESS OF THE RECTANGULAR FOUNDATIONS

Summary:

Dynamic soil-structure interaction analysis in frequency domain using substructure method is based on the dynamic stiffness matrix of the soil. Elements of this matrix are complex, frequency dependant functions, known also as impedance functions. In this paper the impedance functions of rectangular foundation resting on the half-space, obtained using program SASSI, are presented. The influence of the number and length of the soil layers are analyzed and results are compared with the impedance functions known from literature

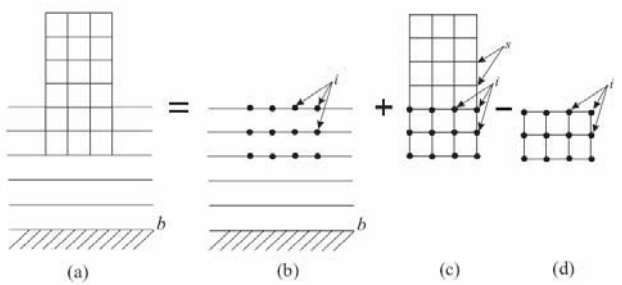
Key words: impedance, dynamic analysis, frequency domain, SSI, SASSI

UVOD

U radu je određena dinamička matrica krutosti krutog, pravougaonog temelja fundiranog na poluprostoru, primenom metode konačnih elemenata i dinamičke analize u frekventnom domenu. U tu svrhu je korišćen program SASSI [4]. Rezultati su upoređeni sa rezultatima iz literature [3].

ODREĐIVANJE DINAMIČKE MATRICE KRUTOSTI PRIMENOM PROGRAMA SASSI

Računarski program SASSI [4] koristi se pri rešavanju problema sadejstva tla i objekta pri dejstvu dinamičkog opterećenja izazvanog dejstvom zemljotresa, saobraćaja i sl. Zasnovan je na metodi podstruktura [1], u kojoj se nezavisno posmatraju konstrukcija i tlo, a postupak rešavanja se sprovodi u više koraka. Dinamička analiza se sprovodi u frekventnom domenu u kome je znatno jednostavnije modelirati tlo. Za modeliranje konstrukcije se koristi Metoda konačnih elemenata, dok se za modeliranje okolnog tla koristi Metoda tankih slojeva (Thin Layer Method). Thin layer Method pretpostavlja da se tlo sastoji od sistema horizontalnih slojeva, koji mogu biti na poluprostoru ili krutoj bazi. Na slici 1 prikazana je diskretizacija konstrukcije i tla u programu SASSI.



Slika 1 a) sistem konstrukcija – tlo, b) tlo, c) konstrukcija, d) iskopano tlo (kod ukopanih temelja)

Veličina konačnih elemenata konstrukcije, kao i debljina horizontalnih slojeva uslovljena je maksimalnom frekvencijom f_{max} i brzinom smičućih talasa v_s, tj. $h_{\max} = v_s / (5 f_{\max})$.

Ako se čvorovi sistema tlo-konstrukcija rastave na čvorove iznad tla, koji pripadaju samo konstrukciji (s) i interakcijske čvorove, koji pripadaju i konstrukciji i tlu (i), jednačine kretanja u frekventnom domenu mogu se napisati u sledećem obliku:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss} & \mathbf{K}_{si} \\ \mathbf{K}_{is} & \mathbf{K}_{ii} + \mathbf{X}_{ii} - \mathbf{K}^{E}_{ii} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{P}_s \\ \mathbf{P}_i \end{bmatrix}, \tag{1}$$

gde je $\mathbf{X_{ii}}$ dinamička matrica krutosti tla ispod temelja (*impedance matrix*), $\mathbf{K^E_{ii}}$ matrica krutosti iskopanog tla (za objekte fundirane na površini $\mathbf{K^E_{ii}} = \mathbf{0}$).

U ovom radu program SASSI je primenjen na određivanje dinamičke krutosti krutog temelja fundiranog na površini tla. Dinamička matrica krutosti temelja se dobija inverzijom matrice fleksibilnosti. Elementi matrice fleksibilnosti se dobijaju sukcesivnim zadavanjem jedinične harmonijske sile u interakcijiskim čvorovima sistema tlo – konstrukcija za svaku frekvenciju iz frekventnog opsega. Za krut temelj dovoljno je zadati odgovarajuću jediničnu harmonijsku silu u težištu temelja i sračunati odgovarajuća pomeranja, slika 2.



Slika 2 Model krutog temelja na poluprostoru

NUMERIČKA ANALIZA

Dinamička krutost krutog, pravougaonog temelja dimenzija *B x L x H*, fundiranog na površini sloja debljine H_{sl} koji leži na elastičnom poluprostoru istih karakteristika sračunata je primenom programa SASSI, za opseg frekvencija $\omega = 0 - \omega_{max}$. Dinamička krutost predstavljena je kao kompleksan broj čiji realni deo predstavlja krutost, a imaginarni deo prigušenje sistema:

$$K(a_0) = Re(K(a_0)) + i \cdot Im(K(a_0)) \tag{1}$$

Radi poređenja rezultata sa vrednostima iz literature [2], [3] dinamičke krutosti su redukovane odgovarajućom konstantom, dok je frekventna zavisnost prikazana u odnosu na bezdimenzionalnu

Tabela 1

Temelj			
Dimenzije temelja	B x L x H	=	2 x 2x 4 m
Dimenzije konačnog elementa	b x l x h	=	0.2 x 0.2 x 0.2 m
Modul elastičnosti	*E*	=	
*Poisson*ov koeficijent	ν	=	0.33
Sloj			
Broj slojeva	*SLN*	=	1-30
Debljina slojeva	*SLT*	=	0.2 m
Zapreminska težina sloja	*SW*	=	17 kN/m^3
Brzina S talasa	SV_s	=	100-500 m/s^2
Poluprostor			
Broj slojeva	*HLN*	=	8-20
Debljina slojeva	*HLT*	=	0.2 m

frekvenciju $a_o = \omega B / v_s$, gdje je B dimenzija temelja a v_s brzina smičućih talasa u tlu. Za dinamičku krutost u vertikalnom i horizontalnom pravcu konstanta redukcije je GB, a za rotacionu krutost je GB^3, gdje je G smičući modul tla. Da bi se odredile mogućnosti programa SASSI sprovedena je parametarska analiza u kojoj su varirani sledeći parametri: visina temelja, brzina smičućih talasa v_s , broj slojeva u poluprostoru, broj slojeva u nadsloju, dimenzije konačnih elemenata i dimenzije temelja. U tabeli 1 dati su podaci o modelu koji će se koristiti u svim numeričkim proračunima. S obzirom da je analiza parametarska, u okviru svakog proračuna određena veličina postaje varijabla dok ostale veličine ostaju konstantne. Analiza je sprovedena za brojne primere. Grafički su interpretirani samo karakteristični rezultati.

REZULTATI NUMERIČKE ANALIZE

Dinamičke krutosti u vertikalnom i horizontalnom pravcu pokazuju istu zavisnost od pojedinih parametara, tako da će biti prikazani rezultati samo za dinamičku krutosti u vertikalnom pravcu.

Promena visine temelja H, kao i promena brzine smičućih talasa u tlu v_s daju zanemarljivo mali uticaj na dinamičku krutost u vertikalnom i horizontalnom pravcu.

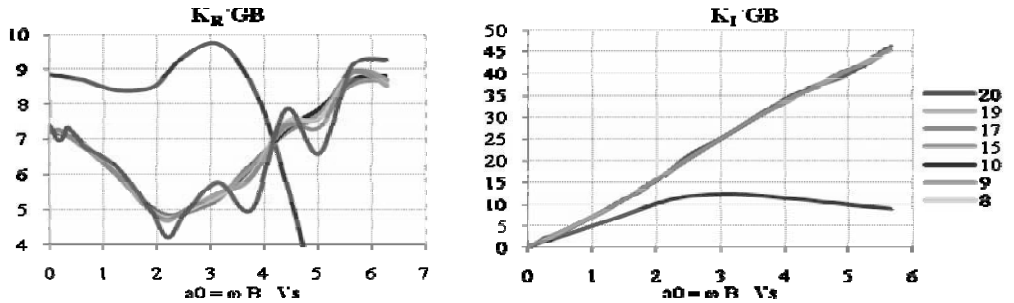
Slika 3 predstavlja uticaj promene broja slojeva za model poluprostora gde se može primetiti da je optimalno koristiti 10 slojeva, što odgovara uputstvu za program SASSI. Međutim, ukoliko je ukupan broj slojeva za model poluprostora i sloja nad poluprostorom veći od 39 rezultati nisu zadovoljavajući (Slika 4).

Uticaj promene dimenzije konačnih elemenata za model temelja je zanemarljiv do vrednosti $a_o=2.0$, dok su za $a_o>2.0$ razlike uočljive (Slika 5). Bezdimenzionalni dijagrami dinamičke krutosti temelja za odnos strana 1:1, 1:3 i 1:5 (Slika 6, linije 2x2, 2x6, 2x10, respektivno) su upoređeni sa dijagramima iz literature (Slika 6, linije S1 S3 i S5).

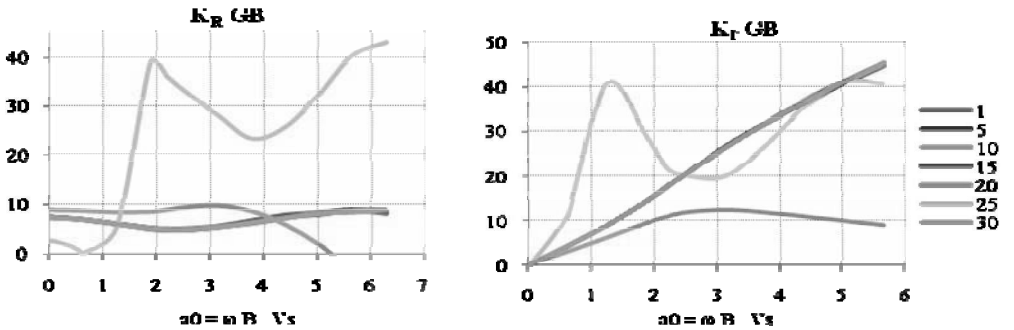
Numerička analiza pokazuje da SASSI ne daje dobre rezultate za dinamičku krutost pri obrtanju. Analiza je sprovedena na dva načina, tako što je jedinični moment predstavljen u vidu sprega sila raspoređenih upravno na dimenziju B (a) i linearno promenljivog opterećenja antimetričnog u odnosu na dimenziju B (b). Slika 7 jasno ukazuje da se rezultati analize potpuno poklapaju za slučajeve opterećenja (a) i (b). Rezultati znatno odstupaju u odnosu na dijagrame iz literature [3] (linija *SCHMID*) i u odnosu na statičku krutost poluprostora (linija *S*).

ZAKLJUČAK

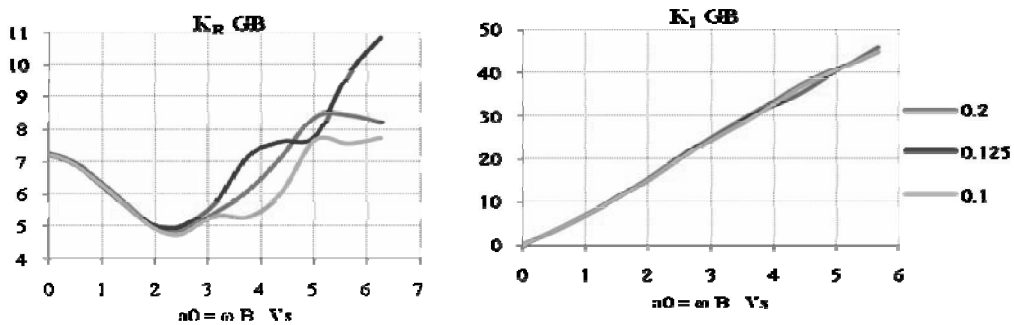
U ovom radu je prikazano određivanje dinamičke krutosti krutog temelja fundiranog na površini polubeskonačnog prostora primenom programa SASSI. Na osnovu parametarske analize može se zaključiti da se za male vrednosti bezdimenzionalnog parametra a_o rezultati dobijeni programom SASSI za horizontalnu i vertikalnu dinamičku krutost poklapaju sa rezultatima iz literature, dok rotaciona krutost odstupa.



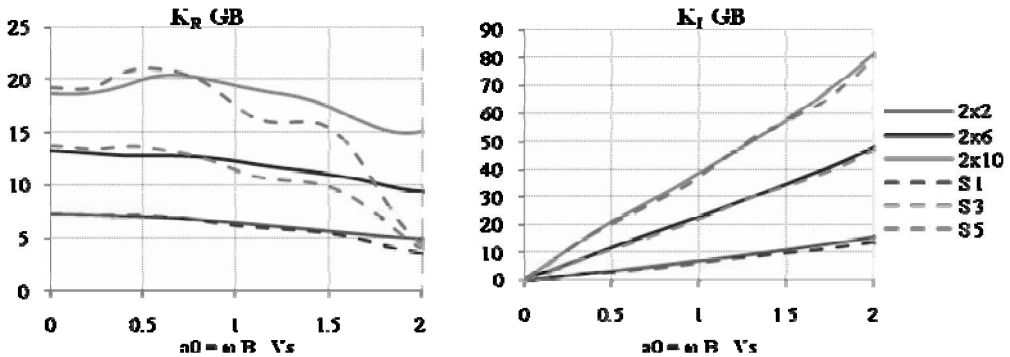
Slika 3 Vertikalna dinamička krutost u funkciji broja slojeva u poluprostoru



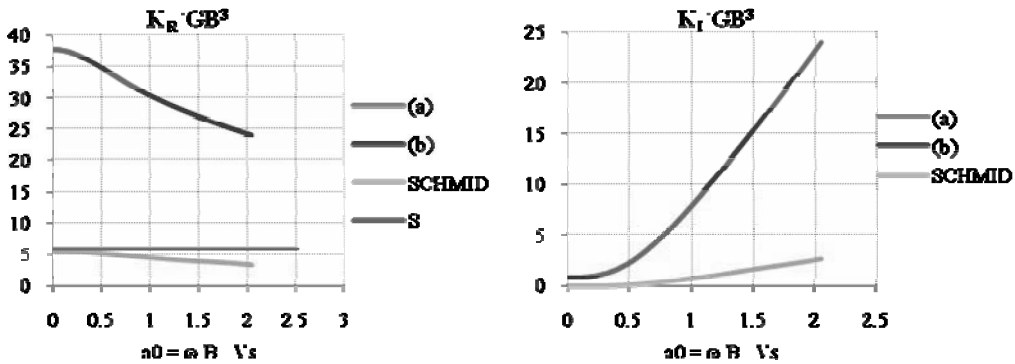
Slika 4 Vertikalna dinamička krutost u funkciji broja slojeva u sloju



Slika 5 Vertikalna dinamička krutost u funkciji dimenzije konačnih elemenata



Slika 6 Vertikalna dinamička krutost – poređenje sa dijagramima iz literature



Slika 7 Dinamička krutost pri obrtanju – poređenje sa literaturom

LITERATURA

[1] *Metode linearne dinamičke analize sistema tlo-objekat* / Mira Petronijević, Günther Schmid // Izgradnja 62 (2008) 12, 541-554 (UDK: 699.841.001.575=861)

[2] *Soil-Structure Interaction Foundations Vibrations* / Jean-Georges Sieffert, Günther Schmid // Computational Engineering Ruhr University Bochum, WS2004/2005, Bochum

[3] *Handbook of Impedance Functions, Surface Foundations* / Jean-Georges Sieffert, Franck Cevaer // Ouest Edition, 1992, Nantes

[4] *SASSI2000 Theoretical Manual* / John Lysmer, Farhang Ostadan, Mansour Tabatabaie, Fredrick Tajirian, Shahriar Vahdani // Geotechnical Engineering Division, Civil Engineering Department, University of California, 1999, Berkeley, CA 94720

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Vera Vujović[1]

OPTIMIZACIJA TRAJNOSTI KONSTRUKCIJA

Rezime:

Probablističkim pristupom trajnosti konstrukcija razvijaju se „Opšti principi projektovanja u odnosu na trajnost konstrukcija" („General Principles on the Design of Structures for Durability"). Praktična upotreba novih procedura zahteva dodatna detaljna proučavanja bazirana na kriterijumu trajnosti, fizičkim modelima deterioracije materijala i teoretskim modelima osnovnih promenljivih.

Ključne reči: Trajnost konstrukcija, , Optimizacija, Životni vek konstrukcija, Troškovi

OPTIMIZATION OF STRUCTURAL DURABILITY

Summary:

Probability approach of Structural Durability developed as „General Principles on the Design of Structures for Durability" . Practical using of new Procedures to require additional detail study based on Durability Criterion, material deterioration of Physical Models and basic variable of Theoretical Models

Key words: Structural Durability, Optimization, Structural Life, Costs

[1] dipl.građ.ing, Samostalni referent za donji stroj, Željeznička Infrastruktura Crne Gore AD – Podgorica, Podgorica

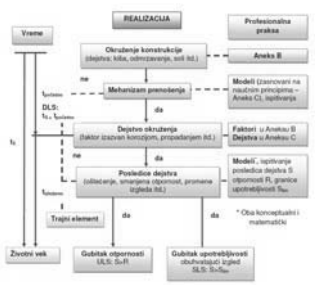
1. OPTIMIZACIJA TRAJNOSTI KONSTRUKCIJA

1.1 UVOD

Tehnički Komitet TC 98 pripremio je nacrt međunarodnog standarda za proračun konstrukcija ISO 13823 (2006) pod radnim naslovom „Opšti principi proračuna konstrukcija u odnosu na trajnost" („General Principles on the Design of Structures for Durability") koji je zasnovan na osnovnim principima novih međunarodnih dokumenata (ISO 2394 (1998), ISO 19338 (2003) i CEN 1990 (2002)), materijalima međunarodnih organizacija CEB (1997); RILEM (1997); fib i dr. Međunarodni Eksperti su komplikovanu terminologiju dugoročno razvijali kroz složene diskusije o metodskim principima. Posredstvom Tehničkog Komiteta TC 98 i zvaničnim objavljivanem ovaj dokument će najvjerovatnije biti implementiran u sisteme nacionalnih standarda mnogih zemalja, i kao takav predstavlja značajan i interesantan material za proučavanje u cilju njegove primenljivosti. Posebno značajno kod preostalog životnog veka konstrukcije i mogućnosti smanjenja troškova održavanja kroz procese koji su bolje planirani od dosadašnjeg iskustva.

1.2 NACRT MEĐUNARODNOG STANDARDA ISO 13823 (2006)

Radni nacrt dokumenta ISO 13823(2006) ima 35 stranica, 10 Poglavlja i 6 Aneksa (od A do F). Poglavlja: Cilj, Primena, Preporuke normi; Pojmovi i definicije; Simboli; Performance koncepta trajnosti; Zahtevi trajnosti; Proračun životnog veka konstrukcije i njenih delova; Prognozirani životni vek i Strategije proračuna trajnosti. Aneksi: Primeri primene metode graničnih stanja; Primeri dejstva okruženja i faktora; Primeri mehanizama prenosa; Dejstvo okruženja kod konstruktivnih materijala i njihova kontrola i Procedure.



Slika 1. Metoda graničnih stanja kod trajnosti (Limit state method for durability).

1.3 GRANIČNA STANJA

Poglavljem 6 „Performance koncepta trajnosti" definisani su principi metoda graničnih stanja trajnosti. Glavni koraci procesa deterioracije i verifikacija pouzdanosti koncepta graničnih stanja prikazani su na Slici 1 (tri vertikalna pravca: vreme (leva strana ose je podeljena na dva dela tačkom označenom kao „Granično stanje trajnosti" - Durability Limit State DLS), realno (sredina) i profesionalna praksa (desna strana). „Granično stanje trajnosti" pojam preuzet i usvojen iz ISO 19338 (2003) odgovara tački vremena pod dejstvom razvoja

nepovoljnih procesa životne sredine (prelomna tačka početka korozije armature ili propadanja konstruktivnih materijala). Korozija počinje u fazi depasivacije na kraj faze inicijacije kada još nema oštećenja armature. Srednji deo Slike 1 označava redosled realnih procesa: „Okruženje konstrukcije" uticaji sredine (kiša, soli i dr.), „Mehanizam prenosa" dejstva okruženja i

„Uticaji okruženja" (korozija armature, propadanje materijala). Desna strana Slike 1 (mehanizmi prenosa opisani modelima ili ispitivanjima). Razlikuju se dva tipa modela: konceptualni (heuristički) model određen na osnovu (zaključka i prethodnih iskustava) i matematički (analitički) model određen na osnovu teorijskih pretpostavki (procesa difuzije). Rezultujući uticaji (uticaji okruženja kombinovani sa dejstvima uticaja - srednji deo Slike 1) dovode do gubitka otpornosti (kapaciteta nosivosti) konstrukcije ili gubitka upotrebljivosti (prekoračenje širina pukotina ili deformacija).

1.4 VERIFIKACIJA

1.4.1 Verifikacija životnog veka

Osnovni zahtev trajnosti je da pretpostavljeni životni vek t_{SP} bude veći od računskog životnog veka t_D sa „stepenom dovoljne pouzdanosti" (životni vek t_S zavisi od velikog broja osnovnih promenljivih). $P_{ciljano}$ (ciljana verovatnoća životnog veka t_S koja je manja od računskog životnog veka t_D - prethodno određena veličina od 50 ili 100 godina).

$$P\ \{\ t_S < t_D\ \} < P_{ciljano} \tag{1}$$

1.4.2 Verifikacija graničnih stanja

Probabilistička formulacija uslova graničnih stanja proizvoljne tačku u vremenu $t \leq t_D$:

$$P_f(t) = P\ \{R(t) - S(t) < 0\} < P_{ciljano} \tag{2}$$

R(t) – otpornost; S(t) - dejstvo uticaja

Tabla 1. Označava vrednosti ciljane verovatnoće P_{target} i indeks pouzdanosti β_{target}

Granično stanje	$\mathbf{P_{ciljano}}$	$\boldsymbol{\beta_{ciljano}}$
Ultimativno granično stanje - ULS	**$\sim 10^{-4}$**	**~3,7**
Granično stanje upotrebljivosti - SLS	**0,01 do 0,10**	**1,3 do 2,3**
Granično stanje trajnosti - DLS	**0,05 do 0,20**	**0,8 do 1,6**

$$P_f(t) = P\ \{S_{lim} - S(t) < 0\} < P_{ciljano} \tag{3}$$

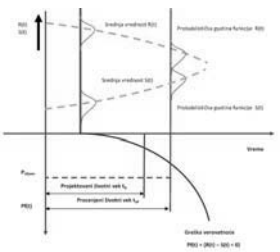
S_{lim} - vrednost indikatora upotrebljivosti (širina pukotine ili izvijanje)
t_{SP} - probabilistička procena životnog veka (Slika 2)

Granično stanje trajnosti (DLS) verifikuje se saglasno jednačinama (2) ili (3) zavisno od posebnih uslova. Horizontalna osa vreme *t,* gornji deo vertikalne ose $R(t)$ ili $S(t)$, donji deo vertikalne ose verovatnoća P*f* (t). Verovatnoća raspodele promjenljivih $R(t)$ i $S(t)$ Slika 2 prikazana gustinom funkcija verovatnoće. Greška verovatnoće $P_f(t) = P\{R(t) - S(t) < 0\}$ je rastuća funkcija vremena t, procena t_{SP} sledi iz

$$P_f(t_{SP}) = P\{R(t_{SP}) - S(t_{SP}) < 0\} = P_{ciljano} \quad (4)$$

1.4.3 Ciljani nivo pouzdanosti

Ciljani nivo pouzdanosti (ciljana verovatnoća $P_{ciljano}$ ili indeks pouzdanosti $\beta_{ciljano}$) zavisi od definicije životnog veka upotrebljivosti ili zahteva kritične trajnosti (ultimativno granično stanje, granično stanje upotrebljivost ili granično stanje trajnosti). Tabela 1 prikazuje intervale $P_{ciljano}$ i $\beta_{ciljano}$ (nisu dati u ISO 13823 (2006) koji su izvedeni na osnovu preporuka EN 1990 (2002) i ISO 2394 (1998)) i predstavljaju dodatnu zavisnost ciljanih vrednosti relativnih vrednosti sigurnosnih mera (zahtevano za porast nivoa pouzdanosti).



Slika 2. Probabilistička procena Životnog veka. Cilj verovatnoće $P_{ciljano}$ (P_{target}) i indeks pouzdanosti $\beta_{ciljano}$ (β_{target}) dato u Tabeli 1 predstavlja jedino indikativne vrednosti

1.5 GRANIČNO STANJE TRAJNOSTI

Granično stanje trajnosti DLS prikazuje se pomoću karbonitizacije betona definisano zahtevom dubine karbonitizacije S(t) (dejstvo uticaja) koje se menja zavisno od zaštitnog sloja betona R (otpornost). Greška verovatnoće se određuje upotrebom jednačine (2)

$$P_f(t) = P\{S(t) > R\} \int_{-\infty}^{+\infty} \varphi_S(x,t)\Phi_g(x)dx \quad (5)$$

$\varphi_S(x,t)$ je verovatnoća gustine funkcije uticaja S(t) i R(x) raspodele funkcije otpornosti R.

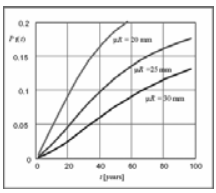
Detaljnim merenjima dubine karbonitizacije S(t) na primeru rashladnog tornja (Holický i Mihashi 2000) (nezaštićeni spoljašnji beton) dobijeni su sledeći izrazi za srednju vrednost $\mu_S(t)$, koeficijent varijacija $w_S(t)$ i asimetrije $\alpha_S(t)$, t je vreme u godinama.

$$\mu_S(t) = 5\, t^{0,2}\ \text{mm},\ w_S(t) = 0{,}1\, t^{0,2},\ \alpha_S(t) = 0{,}2\, t^{0,2} \quad (6)$$

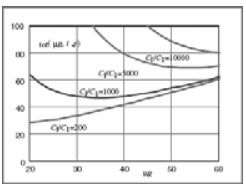
Gama raspodela je najprikladniji teoretski model (dobijeni parametri vreme – invarijantan zaštitni sloj betona).

μ_R (t) = 20,25 i 30 mm, w_g = 0,35 mm, α_g = 0,35 (7)

Beta raspodela (manja ograničenja oko nule) može biti odgovarajući teoretski model. Normalna raspodele je pretpostavljena kod promenljivih S (t) i R u Dodatku A ISO 13823 (2006); ova pretpostavka može dati jedino prvu aproksimaciju. Nedostaci verovatnoće Pf(t) jednačine (5). Slika 3 može se upotrebiti za procenu životnog veka t_{SP} definisano jednačinom (4) za određivanje $P_{ciljano}$ i srednja vrednost zaštitnog sloja μ_R ($P_{ciljano}$ = 0,1 srednja vrednost μ_R = 20 mm).



Slika 3. Verovatnoća Pf(t)=P{S(t) > R} za parameter date u jednačinama (6) i (7).



Slika 4. Ukupni standardizovani troškovi $\kappa_{tot}(\mu_R, t, p)$ za t = 50 godina i p = 0,03. odgovarajuće za t_{SP} ~23 godine, ako μ_R = 30 mm, onda t_{SP} ~ 65 godina.

1.6 PROBABILISTIČKA OPTIMIZACIJA

Ukupni troškovi izvođenja i popravke konstrukcije usled nedostataka (povrede graničnog stanja trajnosti) izražava se kao funkcija srednje vrednosti μ_R (odlučujući parametar)

$$C_{tot}(\mu_R,t,p) = C_0 + C_1 \mu_R + P_f(\mu_R,t)C_f/(1+p)' \quad (8)$$

C_0 - početni troškovi nezavisne od μ_R,
C_1 - troškovi kod jediničnog μ_R,
C_f - troškovi kod nedostatka trajnosti, p diskontna stopa (oko 0,3).

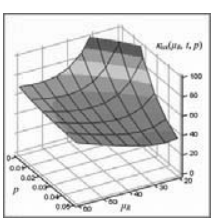
Standardizovani ukupni troškovi su razmatrani kao

$$k_{tot}(\mu_R,t,p) = [C_{tot}(\mu_R,t,p) - C_0]/C_1 = \mu_R + P_f(\mu_R,t) \quad C_f/[(1+p)'C_1] \quad (9)$$

Optimalna srednja vrednost μ_R može biti onda određeno iz

$$\frac{\partial k_{tot}(\mu_g, t, p)}{\partial \mu_R} = 0 \quad (10)$$

$$\frac{\partial P_f(\mu_R, t)}{\partial \mu_R} = -\frac{(1+p)^t C_1}{C_f} \quad (11)$$



Slika 5. Ukupni standardizovani troškovi $k_{tot}(\mu_R, t, p)$ za C_f/C_1 = 1000, t = 50 godina.

Jednačina (11) u granicama realnog domena μ_R od 20 do 60 mm možda neće imati praktično rešenje, a minimum ukupnih troškova možda neće biti postignut. Standardizovani ukupni troškovi k_{tot} (μ_R, t, p) dati jednačinom (9) prikazani na Slici 4 pretpostavljenog životnog veka t = 50 godina i diskontne stope p = 0,03. Optimalna srednja vrednost μ_R raste sa porastom količnika troška C_f/C_1. Za C_f/C_1 = 200 optimalno μ_R oko 18 mm (teoretski minimum je manji od 20 mm). Za količnik troška C_f/C_1 = 1000 optimalna srednja vrednost je mnogo veća μ_R ~34 mm, a porastom diskontne stope p smanjuju se ukupni troškovi i optimalna srednja vrednost μ_R, a projektovani životni vek t može uticati na optimalni zaštitni sloj.

1.7 ZAKLJUČAK

Procena životnog veka zavisi od teorijskog modela osnovnih promenljivih i određenog nivoa pouzdanosti. Metode probabilističke optimizacije mogu obezbediti i predvideti realnu podlogu informacija tehničkih zahteva ciljanog nivoa pouzdanosti. Ukupni troškovi kod pojave karbonitizacije zaštitnog sloja zavise od njegove debljine, projektovanog životnog veka i diskontne stope. Optimalni zaštitni sloj raste sa porastom troškova usled nedostataka trajnosti, a smanjuje sa porastom diskontne stope. Praktična upotreba novih procedura kod praktičnih zahteva budućih istraživanja primarno fokusiranih na: određene fizičke modele deterioracije materijala, odgovarajuće teorijske modele osnovnih promenljivih i diferencijalne probabilističke kriterijume zahteva trajnosti. Posebni zaključci se dobijaju optimizacijom zaštitnog sloja betona: optimalna debljina zaštitnog sloja betona armiranobetonskih konstrukcija značajno zavisi od količnika troška C_f/C_1, preciziranog životnog veka i diskontne stope. Opšta upotreba zaštitnih slojeva betona armiranobetonskih konstrukcija odgovara relativno malim količnicima troškova C_f/C_1 (može biti neekonomično): za zahtevani projektovani životni vek od 50 godina, diskontna stopa 0,03 i mali količnik troška C_f/C_1 = 200, optimalni zaštitni sloj betona je oko 18 mm; za količnik troška C_f/C_1 =1000 optimalni zaštitni sloj je 35 mm a za C_f/C_1 =5000 više od 50 mm; budući eksperimentalni podatak i odgovarajući teorijski modeli kod procesa karbonitizacije obuhvataju opis dejstva vlaženja i sušenja van uslova koji su potrebni, za realnije uslove pouzdanosti neophodno je u račun uzeti očekivnu koroziju armature; buduća proučavanja kod svih komponenti očekivanih troškova obuhvatajući granične i troškove prouzrokovane nedostatkom zaštite su potrebni da bi formulisali realnije funkcijske ciljeve.

LITERATURA

[1] *Optimization of Structural Durability* / M. Holický // Klokner Institute, Czech Technical University in Prague, Czech Republic

[2] *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering* / M. Holický // – Kanda, Takada & Furuta (eds)© 2007 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-45211-3 Klokner Institute, Czech Technical University, Prague, Czech Republic

[3] *Durability vs. Reliability of RC Structures* /10DBMC International Conférence On Durability of Building Materials and Components LYON [France] 17-20 April 2005

[4] *EN 1990. 2002. Eurocode – Basis of structural design*

[5] *ISO 19338. 2003.* /Performance and assessment requirements for design on structural concrete. 2003.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Ismar Imamović[1], Esad Mešić[2]

NELINEARNO MODELIRANJE VEZA SA ČEONOM PLOČOM

Rezime

U ovom radu se istražuju mogućnosti modeliranja veza sa čeonom pločom u skladu sa EC3, s ciljem dobivanja što tačnijeg ponašanja istih u globalnoj analizi okvira. Modeliranje veza je izvršeno pomoću FEM softwer-skih paketa: SAP2000n i ADINA8.6., na nivou linearno-elastičnog i bilinearno-plastičnog ponašanja materijala. Metodologija koja se razmatra omogućava definisanje ponašanja veza (M-□) do loma. Sa ovako definisanim odnosima moment-rotacija (M-□) moguće je u području linearnog i lokalnog nelinearnog ponašanja materijala izvršiti kvalitetnu analizu okvirne konstrukcije.

Ključne riječi: Veza, čeona ploča, krutost,okvir, modeliranje

NON-LINEAR MODELING OF THE END-PLATE CONNECTIONS

Abstract

In this work, the appropriate calculation models of the end plate connections according to EC3, with the goal of precisely calculating the behavior in the global analysis of portal frames. The modeling of the connections was done using FEM software applications SAP2000n and ADINA8.6. on the level of linear-elasticity and bilinear-plasticity. The considered methodology allows us until their breaking to define the behavior of connections (M-ϕ) it is possible point. With the defined moment-rotation function (M-ϕ) to do quality analysis of frame constructions in the linear and local non-linear material behavior.

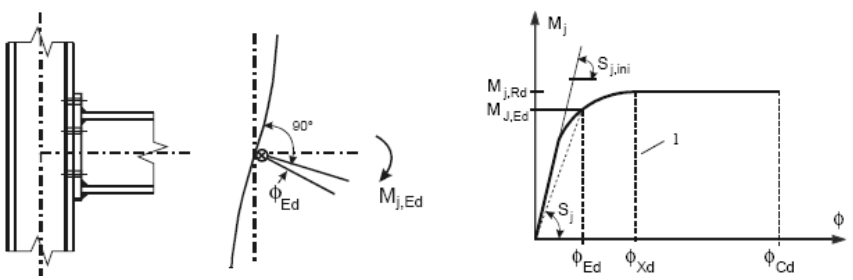
Key words: End-plate connection, stiffness, portal frame, modelling

[1] Asistent, Građevinski fakultet, Patriotske lige 30, Sarajevo, imamovic.ismar@gmail.com
[2] Vanredni profesor, Građevinski fakultet, Patriotske lige 30, Sarajevo, esad_mesic@yahoo.com

1. PRORAČUN VEZA SA ČEONOM PLOČOM PREMA EC3

Proračun čeličnih konstrukcija prema *EC3* [1] podrazumjeva određivanje presječnih sila na statičkom sistemu koji uzima u obzir ponašanje veza čeličnih elemenata. Ponašanje veza značajno utiče na preraspodjelu presječnih sila, krutost statičkog sistema i stabilnost pritisnutih elemenata. Zbog toga je u *EC3* ponašanju veza posvećena velika pažnja, pa su razrađeni postupci za procjenu njihovog ponašanja i uvođenja u proračun. Također, definisani su i kriteriji prema kojima jednu vezu možemo smatrati krutom ili zglobnom. Definisanje ponašanja veza generalno se može izvršiti: eksperimentalno, numerički, analitički i kombinacijom ovih metoda.

EC3 daje procedure za proračun nosivosti i procjenu ponašanja veze, pri tome je primjenjena metoda komponenata. Nosivost čeone ploče i nožice stuba se određuje pomoću *T* isječka, pri čemu se razlikuju tri načina njegovog otkazivanja. Način otkazivanja direktno zavisi od odnosa nosivosti zavrtnjeva na zatezanje i od debljine čeone ploče. Najpovoljniji način otkazivanja sa aspekta duktilnosti veze je slučaj kada zavrtnjevi imaju značajno veću nosivost od nosivosti čeone ploče (nožice stuba) što ima za posljedicu punu plastifikaciju i otkazivanje *T* isječka (čeone ploče ili nožice stuba). Pored proračuna nosivosti čeone ploče, nožice stuba i zavrtnjeva potrebno je odrediti i nosivost: rebra stuba na poprečne sile, rebra stuba na zatezanje i pritisak (lokalne koncentracije napona na mjestu unošenja sile zatezanja i pritiska u stub), rebra i nožice grede na pritisak, rebra grede na zatezanje i proračun nosivosti zavrtnjeva na smicanje.



a) Veza b) Model c) Kriva M-ϕ

Slika 2. Proračunske karakteristike veze

Proračun krutosti pojedinih komponenata veze direktno je povezan sa načinom njihovog otkazivanja. U *EC3* dati su obrasci za proračun krutosti pojedinih komponenata, pa u zavisnosti od konstrukcije same veze definisan je broj komponenata koje se uzimaju u obzir; npr. postavljanjem ukrućenja na stub može se zanemariti deformabilnost rebra stuba na smicanje i pritisak. Ukupna krutost veze se može dobiti sumiranjem krutosti pojedinih komponenata prema sljedećem obrascu:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

- z krak sila;
- k_i koeficijent krutosti komponente *i;*
- μ korekcioni koeficijent krutosti-duktilnost

Duktilnost veze se uzima u obzir preko korekcionog faktora krutosti μ. Korekcioni faktor krutosti μ zavisi od tipa veze, nosivosti i stepena naprezanja. Ako je naprezanje veze $M_{j,Ed} \le 2/3M_{j,Rd}$ onda je $\mu = 1$, a ako je $2/3M_{j,Rd} \le M_{j,Ed} \le M_{j,Rd}$ onda je $\mu = \left(1,5 \cdot M_{j,Ed} / M_{j,Rd}\right)^{\psi}$. Na osnovu naprijed navedenog može se zaključiti da za naprezanja $M_{j,Ed} \le 2/3M_{j,Rd}$ ponašanje veze je linearno - elastično, a za veća naprezanja dolazi do plastifikacije pojedinih elemeata i nelinearnog ponašanja veze.

Pri modeliranju čeličnih okvirova ovako određeno ponašanje veza je moguće zamijeniti jednom rotacijskom oprugom. Uvođenjem rotacijske opruge u statički sistem moguće je dobiti realniju sliku presječnih sila (naprezanja elemenata konstrukcije) i krutosti sistema.

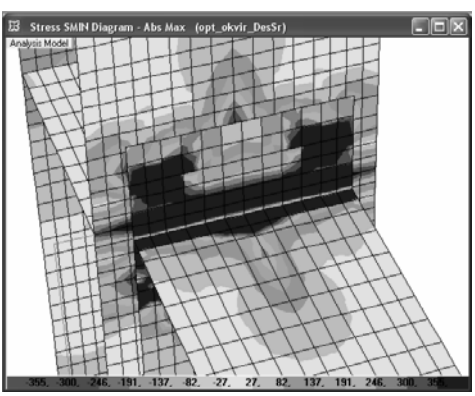
2 MODELIRANJE VEZA

Prema naprijed izloženom, *EC3* detaljno razmatra određivanje ponašanja veza sa čeonom pločom. U ovom radu se pristupilo kritičkom sagledavanju ponašanja ovih veza i ispitivanju mogućnosti kvalitetnog modeliranja istih. Modeliranje veza je izvršeno pomoću dva programska paketa: SAP2000n (linarno-elastično ponašanje materijala) i ADINA 8.6. (bilinearno-plastično ponašanje materijala).

2.1 LINEARNO-ELASTIČNO MODELIRANJE VEZA

Za izradu proračunskog modela veze, sa linearno-elastičnim ponašanjem materijala, u programskom paketu SAP2000n korišteni su konačni elementi tipa *shell* i *frame.* Valjani profili i limovi su modelirani *shell* elemenatima, a zavrtnjevi *frame* elementima. Kontakt između čeone ploče i nožice stuba modeliran je zadavanjem zajedničkog pomjeranja čvorova konačnih elemenata na ploči i stubu. Na ovaj način je dobiven jednostavan proračunski model za linearno elastičnu analizu.

Sagledavanjem naprezanja elemenata naprijed opisanog modela ustanovljeno je, da se za naprezanja veze do nivoa nosivosti prema EC3 javljaju područja plastifikacije matrijala.

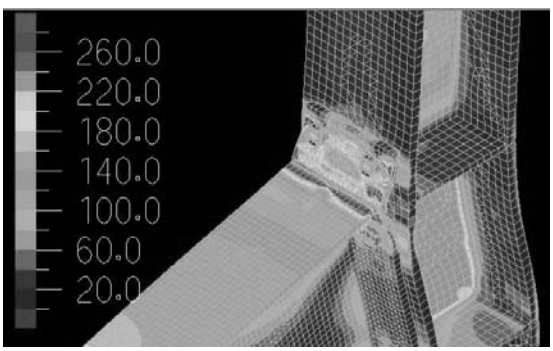


Slika 2. Naponi σ_{min} modelirane veze

Pojava plastifikacije materijala u ovako velikoj mjeri, znači da ovaj proračunski model za određivanje nosivosti ovakve veze nije adekvatan.

2.2 BILINEARNO-PLASTIČNO MODELIRANJE VEZA

Za izradu proračunskog modela veze, sa bilinearno-plastičnim ponašanjem materijala, u programskom paketu ADINA 8.6. korišteni su konačni elementi tipa *3D-solid i 3D-contact* . Svi elementi veze su modelirani *3D-solid* elementima sa odgovarajućim karakteristikama za osnovni materijal i VV zavrtnjeve. Ponašanje materijala je linearno-elastično do granice tečenja, nakon čega se materijal počine ponašati linearno-plastično do loma sa ojačanjem od 15%. Kontakt između čeone ploče i nožice stuba definisan je kao *3D-contact,* sa koeficijentom trenja *0,4*. Zavrtnjevi su također modelirani konačnim elementima tipa *3D-solid* sa glavom i navrtkom. Veze navrtke sa čeonom pločom i glave zavtnja sa nožicom stuba su također definisane kao *3D-contact.*



Slika 3. Naponi σ_{eff} (Von Misses)

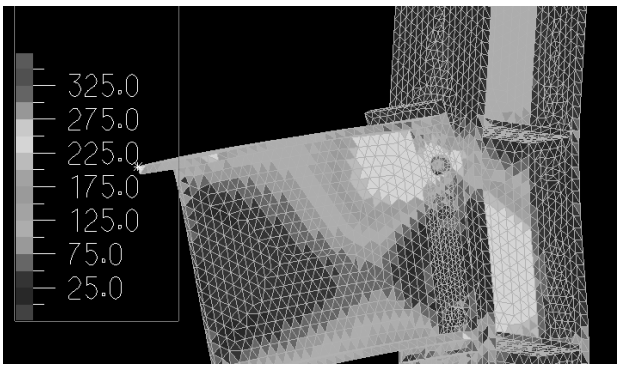
Sagledavanjem naprezanja elemenata veze u vremenu, naprijed opisanog modela može se zaključiti:

- najveća naprezanja čeone ploče javljaju se na prepustu iznad gornje nožice grede,
- rebro stuba je jako napregnuto iako su postavljena ukrućenja,
- plastifikacija čeone ploče se javlja pri opterećenju od 67,6% nosivosti prema EC3,
- otkazivanje veze se dešava pri naprezanju od 123,1% nosivosti prema EC3.

Prethodno opisana metodologija modeliranja je primijenjena i na tip veze sa čeonom pločom bez prepusta kako bi se napravila uporedna analiza ponašanja veze sa i bez prepusta čeone ploče.

Na osnovu modela veze bez prepusta čeone ploče (slika 4.) može se zaključiti:

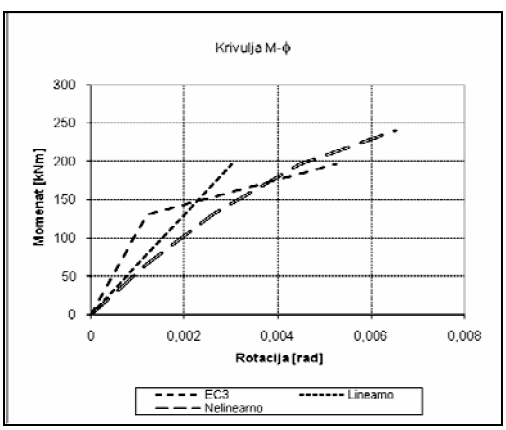
- plastifikacije „T isječka“ između rebra i čeone ploče se dešava prije nego između nožice grede i čeone ploče, zbog fleksibilnosti nožice grede,
- rebro stuba je jako napregnuto iako su postavljena ukrućenja,
- plastifikacija čeone ploče se javlja pri opterećenju od 60,0% nosivosti prema EC3,
- otkazivanje veze se dešava pri naprezanju od 128,9% nosivosti prema EC3.

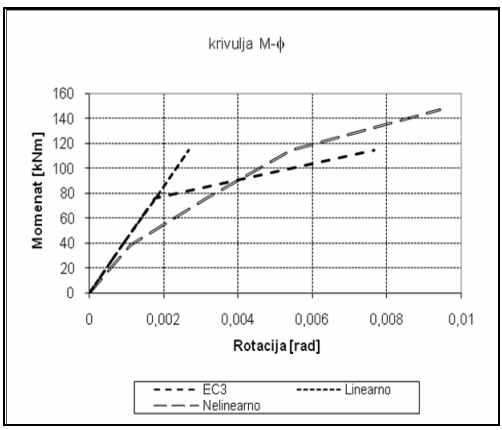


Slika 4. Naponi σ_{eff} (Von Misses)

2.3 PONAŠANJE VEZA – KRIVE M-ϕ

Za naprijed opisane modele veza i prema procedurama EC3 određene su odgovatrajuće M-ϕ krive (slika 5).



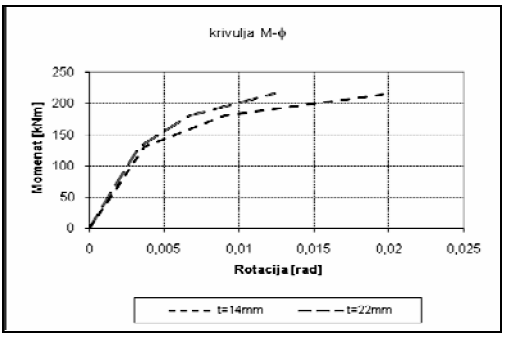


a) Čeona ploča sa prepustom b) Čeona ploča bez prepusta

*Slika 5. Kriva ponašanja **M-ϕ***

Na osnovu M-ϕ krivih može se zaključiti da veze sa prepustom čeone ploče prema EC3 imaju veću rotacijsku krutost nego što je dobivena putem FEM modela, dok kod ploča bez prepusta nema značajnih odstupanja za manja naprezanja. Također modelirane veze imaju nosivost za 20-30% veću nego sto se dobija prema EC3. Proračunski modeli sa linearno-elastičnim ponašanjem materijala daju dobru ocjenu krutosti-ponašanja veze za naprezanja do 60% nosivosti prema EC3.

Parametarskom analizom uticaja debljine čeone ploče na ponašanje kompletne veze ustanovljeno je da povećanje debljine čeone ploče značajno više povećava nosivost nego krutost veze (slika 6).



*Slika 5. Uticaj debljine ČP na **M-ϕ** krivu*

3 ZAKLJUČAK

Sagledavanjem naprijed izloženih rezultata analize, može se zaključiti da prezentirani FEM modeli analiziranih veza sa čeonom pločom pokazuju da posjeduju veću nosivost za 20-30% od nosivosti koja se dobiva prema EC3. Debljina čeone ploče značajnije utiče na nosivost veze nego na krutost veze. Za razliku od veza sa prepustom, veze bez prepusta čeone ploče i za veće debljine čeonih ploča ne mogu se tretirati kao krute. Modeliranje veza na nivou linearno-elastičnog ponašanja materijala ima smisla za manja naprezanja, do 60% nosivoste veze prema EC3.

LITERATURA

1. EN 1993-1-8: Eurocode 3: *Design of steel sctructers* - Part 1-8: *Design of joint*// European Commitee for Standardization, Bruxelles, December 2003.
2. *Numeričko modeliranje veza sa čeonom pločom prema EC3*/ I. Imamović, E.Mešić // GNP 2010, Žabljak, 69-76.
3. *Structural Steel Semirigid Connection* /Faella C., Piluso V., Rizzano G. //CRC Press LLC 2000.
4. *Modeliranje dvostranih priključak u čeličnim okvirnim konstrukcijama* / D. Markular, D. Ivanušić // Građevinar 66 (2009) 11, 1047-1058.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Marina Rakočević[1], *Tomislav Žižić*[2], *Vanja Burić*[3], *Ivan Mrdak* [4]

TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA KONSTRUKCIJE PODZEMNOG DIJELA KOMPLEKSA ATLAS CAPITAL CENTER

Rezime:

Opis tehnologije izrade konstrukcije razrađuje se i priprema prije početka, i unapređuje tokom, izvođenja kako bi bili odabrali i primijenili tehnološki koraci koji će obezbijeiti propisani i projektovani kvalitet izvedene konstrukcije. Konstrukcija podzemnog dijela kompleksa Atlas Capital Center je armirano beonska u osnovi površine 10.112.5 m^2 i čine je četiri podzemne etaže koje predstavljaju jednu konstruktivnu cjelinu. U ovom radu biće prikazan opis tehnologije izvođenja konstrukcije podzemnog dijela kompleks.

Ključne reči: tehnologija izvođenja, armirano betonska konstrukcija

METHOD STETEMENT FOR CONSTRUCTION OF BELOW GROUND PART OF ATLAS CAPITAL CENTER COMPLEX

Summary:

Method Statement for construction is developed and prepared before start and improved during construction. Method statement is prepared with a goal to ensure standardized and designed quality of works. Below ground construction of Atlas Capital Center complex is four floor reinforced concrete construction unit with base area of 10.112.5 m^2. This paper presents method statement for construction of below ground part of complex.

Key words: method statement, reinforced concrete construction

[1] Doc.dr, dipl.inž.građ, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, marinara@ac.me
[2] Dipl.inž.građ., Atlas Centar d.o.o., ul.Skoja 57, Podgorica, tomoz@t-com.me
[3] Dipl.inž.građ., Mace d.o.o. Rimski trg IV/29, Podgorica, vburic@mace.co.rs
[4] Dipl.inž.građ., Mace d.o.o. Rimski trg IV/29, Podgorica, imrdak@mace.co.rs

1 OPŠTE

Stambeno poslovni objekat Atlas Capital Center, ACC, nalazi se u Podgorici. Objekat je osnove površine oko 10.112.5 m2, ima četiri podzemne etaže i 6, 9 i 11 nadzemnih etaža (bez tehničke etaže). Ukupna površina podzemnog dijela (PD) objekta je 40.450 m^2, dok je ukupna površina objekta, sa nadzemnim etažama, oko 90.000m^2.

Za izvođenje konstrukcije PD objekta organizovana su 4 armirača pogona, 5 kranova-dizalica razlicitih visina dizanja tereta i nosivosti, prostorije za pregled i ukazivanje prve pomoći, prostorije za smještaj ličnih zaštitnih sredstava i opreme (za svakog podizvođača posebno), kancelarijski prostor (metalni kontejneri) za tehničko osoblje nadzornog organa, glavnog izvođača i podizvođače radova, prostorije za odmor i ishranu radnika, prostorije za rezervne djelove, tesarska radionica i dr. Gradilište je ograđeno ogradom od lima visine 2 m, sa dva stalna ulaza – izlaza. U toku izvođenja ab konstrukcije po potrebi su otvarani privremeni prolazi za transport materijala i određene opreme. Gradilište se napaja sa privremena trafostanice snage 10/0,4 kV naponskog nivoa 1000 kVA dok je na samom gradilištu instalisan gradilišni ormar sa ugrađenom odgovarajućom zaštitom (diferencijalna zaštita i fidova sklopka).

Na izvođenju ab konstrukcije podzemnog bili su uključana dva izvođača radova, kao i pet podizvođača. Dnevni maksimalan broj zaposlenih bio je oko 400.

2 OPIS KONSTRUKCIJE

Cijeli kompleks ACC je fundiran na temeljnoj ab ploči, projektovanoj kao jedna cjelina, koja se nalazi na koti -14.27m. U zavisnosti od spratnosti djelova kompleksa i osiguranja protiv proboj, ploča je promjenljive debljine 65cm, 90cm i 120cm.

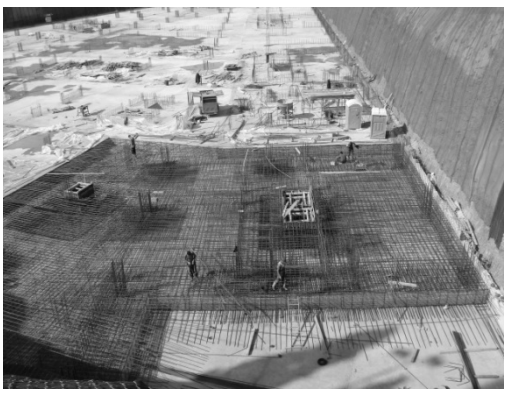
Konstrukcija PD dijela je projektovana kao armirano betonska sa punim ab pločama, kao međuspratnim tavanicama, debljine 24cm, oslonjenim preko kapitela, 2.0x2.0m visine 20cm, na stubove različitog poprečnog presjeka, dominantno 60x60cm, 40x40cm, Φ40cm. PD je trouglastog oblika sa armirano betonskim obodnim zidom debljine 20cm. Vertikalni konstruktivni elementi su, pored ab stubova, i ab platna debljine 40, 25 i 20cm, i ab liftovska/stepenišna jezgra debljine zidova 20 i 30cm. Ukupan broj jezgara je 11, a jezgro V4 je sa navećom površinom osnove koja iznosi 163,6m2. Spratna visina iznosi 4.37m na -1 etaži i 3.17m na ostalim podzemnim etažama (-2, -3 i -4).

U okviru podzemnog dijela izvedene su dvije spoljne prilazne rampe koje idu uz obodne zidove objekta. Rampe su dilatirane od konstrukcije PD i spuštaju se na nivoe -1 i -2. Sastavni dio konstrukcije, na koti -0.3m, je konstrukcija fontane koja se sastoji od ab ploče debljine 30cm oslonjene na konzolna zidna platana i obodne zidove objekta. U ploči na koti -0.3m nalaze se tri velika otvora, jedan za escalator, drugi iznad fontane i treći iznad žardinjere (-4.67m).

Za podzemni dio objekta projektovan je i ugrađen četvorofrakcijski beton marke 30 za temeljnu ploču, i četvorfrakcijski beton marke 40 za sve ostale konstruktivne elemenate.

2 OPIS TEHNOLOGIJE IZVOĐENJA AB RADOVA

Kako bi se uspešnije savladali mogući problem, prije izvođenja armirano betonskih radova, potrebno je kvalitetno pripremiti, a zatim u toku izvođenja, po potrebi dopunjavati, i poštovati opis tehnologije izvođenja ab konstrukcije. Jedan od problema koji je trebalo posebno riješavati opisom tehnologije bilo je izvođenje debele ab temeljne ploče (debljine do 120cm) u ljetnjem periodu jul - avgust u Podgorici gdje su dnevne temperature prelazile 40^{o}C, a noćne bile i do 36^{o}C. Takođe jedan od problema je bila organizacija dopreme materijala i betoniranja konstruktivnih elemenata imajući u vidu gabarite objekta, slika 1.





Slika 1 – Temeljna ploča

Opis tehnologije izvođenja konstrukcije PD objekta sadrži:

- *Spisak postrojenja i opreme koje izvođač radova koristi pri izvođenju*

Prilikom izvođenja konstrukcije za transport i dopremu materijala upotrebljavani su, 3x55m i 2x30m, toranjski kranovi, autopumpe za beton čiji je broj zavisio od količine betona koji se ugrađuje, stacionarna pumpa, 8 auto mješalica i drugo. Beton je dopreman sa fabrike betona koja se nalazila u neposrednoj blizini, uz samo gradilište, čiji kapacitet je iznosio 90m3/h. Po potrebi beton je dopreman sa fabrike betona koja je udaljena oko 1,5km od gradilišta.

- *Spisak materijala i zahtjevani kvalitet materijala koji se ugrađuju*

U ovom dijelu opisa tehnologije definisane su vrste materijala koje se upotrebljavaju, proizvođači i kvalitet koji odgovara projektovanom.

- *Detaljan opis tehnologije izvođenja ab konstrukcije PD*

Detaljan opis tehnologije ab konstrukcije dat je prema vrstama radova i pozicijama koje se betoniraju.

Prema vrstama radova opis tehnologije je dat za tesarske radove (postavljanje oplate, način učvršćivanja i sl.), betonske radove (način dopreme betona, načini ugradnje, načini njege betona i drugo) i armiračke radove (izrada pozicija u armiračkim pogonima, opis transporta materijala, planiranog vremena ugradnje armature po pozicijama i sl.). Sastavni dio opisa su i planovi proizvodnog ciklusa za armaturu, oplatu i dr.

Tehnologija ugradnje betona je posebno i detaljno obrađena. Betoniranje pri ekstremno visokim temperaturama se izvodilo isključivo u noćnoj smjeni. Takođe, pri ekstremno visokim temperaturama, prije izrade betona u fabrici, agregat je rashlađivan pri čemu se vodilo računa o

projektovanom vodocementnom faktoru. Prema potrebi, prije ugradnje betona montirana armatura je rashlađivana vodom. Prilikom betoniranja stubova, zbog većeg zadržavanja miksera, smanjena je količina betona koja je dopremana mikserima na 2-3m3. Projektom betona je bila predviđena i upotreba usporivača vezivanja betona. Kombinacijom navedenih mjera, uz neprekidnu kontrolu, posledice naglog isušivanja i skupljanja betona svedene su na minimum. Tehnologija sadrži i detalj opis betoniranja pri temperaturama nižim od 5^0C. Beton je njegovan kombinacijom njege sa vodom i folijom ili premazima.

Prema pozicijama koje se betoniraju opis tehnologije je definisan za temeljnu ploču, obodne zidove, platna, jezgra, stubove i međuspratnu ploču.

Temeljna ploča, ukupne površine 10345m2 maksimalne debljine 120cm, betonirana je u kampada. Ukupan broj kampada je 25 pri čemu su kampade betonirane naizmjenično. Pri betoniranju pravljeni su vertikalni prekidi uz upotrebu izgubljene oplate.

Tehnološki redosled operacija za svaku poziciju konstrukcije je detaljno obrađen i definisan. Tehnološki koraci su bili sljedeći: priprema i čišćenje podloge, montaža armature, montaža oplate, montaža skele za betoniranje, betoniranje, skidanje oplate i njega betona. Za ab zidove redosled je izmijenjen jer se prvo se formirala jedna strana oplate, a nakon toga je montirana armature i primjenjeni preostali tehnološki koraci. Betoniranje obodnog zida se izvodilo u kampadama, i slojevima od oko 50cm visine sa definisanim vremenom ugradnje narednog sloja od 30 do 60min. Beton je ugrađivan pumpom ili kiblom.

Mladi beton je njegovan vodom, u oplati, a nakon skidanja oplate vodom i folijom ili premazima.



Slika 2 –Noćno betoniranje



Slika 3 –Rad po kampadama

Oplata je skidana 24-36h posle betoniranja vertikalnih konstruktivnih elemenata a podupirači za ploču su proređivani nakon 7 dana.

Liftovska jezgra su betonirana uglavnom u jednom komadu. Po potrebi bilo je dozvoljeno i betoniranje iz dva dijela sa prekidima na nadvratnim gredama.

Međuspratna ploča, betonirana je u 7 kampada. Kampade su razdvojene termičkim dilatacijama širine 50cm, zbog čega redosled betoniranja kampada nije bio od značaja. Naknadno, posebnim opisom tehnologije definisana je tehnologija betoniranja termičkih dilatacija. Kampade ploče su uglavnom betonirane auto pumpom, po potrebi u kombinaciji sa

kiblom ili stacionarnom pumpom u kombinaciji sa kiblom. Nakon betoniranja ploča je njegovana vodom i folijom ili premazima.

Tri krana ruke 55m i visine 30.6, 40.6 i 50.6 m bila su montirana na temeljnoj ploči i prolazila su kroz međuspratnu tavanicu sve četiri etaže. Nakon završetka radova na izradi ab konstrukcije PD objekta izvršena je demontaža kranova i njihova ponovna montaža uz objekat. Dopunom tehnologije izvođenja definisani su svi tehnološki koraci demontaže i ponovne montaže kranova sa betoniranjem otvora u pločama.



Slika 4 –Sa betoniranja kampade 5

Sastavni dio opisa tehnologije je procedura pripreme za betoniranje, kontrole geometrije vertikalnih elemenata, uputstvo za betoniranje vertikalnih elemenata i slična dokumentacija.

3 ZAŠTITA NA RADU

Bezbijednost radnika pri izradi konstrukcije važan je aspek koji, takođe, treba definisati opisom tehnologije. U ovom dijelu definišu se obaveze odgovornih lica izvođača radova i svih učesnika u izradi konstrukcije. Obavezna je bila i upotreba ličnih zaštitnih sredstava i ispravnih i atestiranih sredstava rada. Definisani su dozvoljeni tipovi skela za rad na visini većoj od 1m, pri čemu je dozvoljena upotreba konzolnih i ramovske skele sa obavezno postavljenom zaštitnom ogradom, kao i upotreba propisno pripremljenih i učvršćenih merdevina. Obavezno je bilo patošenje svih otvora u ploči i izrada zaštitnih ograda u stepeničnim jezgrima. Uvedena je svakodnevna kontrola alata, skela, zaštitnih ograda, praktične uređenosti radnog mjesta i sl., od strane odgovornih lica izvođača radova i povremena kontrola od strane člana stručnog nadzora.

4 KONTROLA KVALITETA

Kako bi kvalitet izvedenih ab radova bio u potpusti obezbijeđen sastavni dio opisa tehnologije je program kontrole kvaliteta radova. Planom kontrole kvaliteta definisana je interna kontrola od strane odgovornih lica podizvođača i izvođača radova, i nakon toga, kontrola od strane stručnog nadzora. Kontrolom je obuhvaćena kontrola primjene tehnoloških koraka izvođenja i kvaliteta materijala koji se ugrađuj. Planom kontrole definisane su zaustavne tačke kojim se definiše obaveza izvođača radova da pozove nadzor da izvrši pregled i nakon toga prijem određenog elementa. Planom kontrole kvaliteta definisana je kontrola izrade, transporta i ugradnje betona. Kontrolom kvaliteta se podrazumijeva i uzimanje kontrolnih uzoraka materijala koji se ugrađuje u konstrukciju.

Prije betoniranja konstruktivnog elementa izvođač radova je bio obavezan da stručnom nadzoru dostavi uredno popunjenu, i od odgovornog lica potpisanu, check listu, ili listu ispunjenosti uslova za betoniranje. Nakon dostave chek liste, u dogovorenom roku član nadzora bi izvršio pregled pripremljenog elementa i upisom u check listu konstatovao da li su svi uslovi za betoniranje tog elementa ispunjeni. Nakon potvrde od strane člana nadzora izvođač radova bi izvršio zatvaranje oplate, kontrolu montirane oplate i nakon toga betoniranje.

5 ZAKLJUČAK

Opis tehnologije izvođenja konstrukcije potrebno je izraditi prije početka izvođenja konstrukcije, a nakon upoznavanja sa projektom dokumentacijom. Tehnologiju izvođenja predlaže izvođač radova i daje na saglasnost stručnom nadzoru. S obzirom da se, veoma često, u sklopu pripremnih aktivnosti ne mogu sagledati i obuhvatiti svi mogući problemi, savjetno je da se u toku samog izvođenja, po potrebi, rade dopune opisa tehnologije izvođenja.

Kvalitetno urađen opis tehnologije izvođenja konstrukcije obezbjeđuje da se armirano betonski radovi kvalitetno izvode i prate, pri čemu postoji mala mogućnost improvizije prilikom izvođenja. Dobar primjer kvalitetno razrađenog i primijenjenog opisa tehnologije izvođenja je opis tehnologije napravljen za podzemni dio armirano betonske konstrukcije objekta Atlas Capital Center u Podgorici.

Primjenom jasno definisanih tehnoloških koraka u temeljnu ploči, pri ekstremno visokim temperaturama u ljetnjem periodu kvalitetno je, za 75 dana, ugrađeno je 9.581m3 betona i 735 tone armature. Takođe, u konstruktivne elemente četiri podzemne etaže objekta, za period od četiri mjeseca, ugrađeno je 15.660m^3 betona i 2.223,9 tone, uglavnom, rebraste armature.

LITERATURA

[1] *Osnove teorije i tehnologije betona* /Mihailo Muravljov//Građevinska knjiga ad, 2008.

[2] *Beton i armirani beton 87, pripučnik, primjeri i prilozi* /grupa autora//Građevinski fakultet, 1989.

[3] *Projekat betona ACC, sveska 1* /R.Zejak// Građevinski fakultet Podgorica, 2008.

[4] *Glavni projekat konstrukcije ACC* /S.Krivokapić// ENKOS Beograd, 2008.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Marina Rakočević[1], *Tomislav Žižić*[2], *Vanja Burić*[3], *Ivan Mrdak* [4]

TEHNOLOGIJA IZVOĐENJA KONSTRUKCIJE NADZEMNOG DIJELA KOMPLEKSA ACC

Rezime:

Završetkom izgradnje konstrukcije podzemnog dijela, stekli su se uslovi za izvođenje konstrukcije nadzemnog dijela kompleksa Atlas Capital Center (ACC). Za kvalitetno izvođenje neophodno je bilo pripremiti opis tehnologije izrade svi elemenata konstrukcije nadzemnog dijela tako da se obezbijediti propisani i projektovani kvalitet izvedene konstrukcije. Konstrukcija nadzemnog dijela kompleksa Atlas Capital Center je armirano betonska i čine je 7 nezavisnih konstruktivnih cjelina različitih oblika, dimenzija i spratnosti. U ovom radu biće prikazan opis tehnologije izvođenja konstrukcije nadzemnog dijela kompleksa .

Ključne reči: tehnologija izvođenja, armitrano betonska konstrukcija

METHOD STETEMENT FOR CONSTRUCTION OF ABOVE GROUND PART OF ACC COMPLEX

Summary:

With completion of below ground part of construction works the conditions were met to start the construction works on construction of Atlas Capital Center (ACC) above ground. To ensure standardized and designed quality it was necessary to prepare method statement for erection of all construction elements. Construction of above ground part of Atlas Capital Center complex is reinforced concrete construction made out of seven independent construction units with different shapes, dimensions and number of floors. This paper presents method statement for construction of above ground part of complex.

Key words: method statement, reinforced concrete construction

[1] Doc.dr, dipl.inž.građ, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet Podgorica, marinara@ac.me
[2] Dipl.inž.građ., Atlas Centar d.o.o., ul.Skoja 57, Podgorica, tomoz@t-com.me
[3] Dipl.inž.građ., Mace d.o.o. Rimski trg IV/29, Podgorica, vburic@mace.co.rs
[4] Dipl.inž.građ., Mace d.o.o. Rimski trg IV/29, Podgorica, imrdak@mace.co.rs

1 OPŠTE

Stambeno-poslovni kompleks Atlas Capital Center nalazi se u Podgorici. Kompleks je u osnovi površine 10.112.5 m2, ima četiri podzemne etaže koje čine jednu konstruktivnu cjelinu i sedam međusobno dilatiranih konstruktivnih cjelina sa 6, 9 i 11 nadzemnih etaža (bez tehničke etaže) koje su oslonjene na podzemni dio konstrukcije. Ukupna površina nadzemnih etaža je oko 50.000m^2, dok je ukupna površina kompleksa oko 90.000m^2. Temelj kompleksa čini puna ab ploču promjenjive debljine,

Na gradilištu su organizovana 4 armiračka pogona, 5 kranova-dizalica različitih visina dizanja tereta i nosivosti (tri uz sami objekat), prostorija za prvu pomoć, prostorije za smještaj ličnih zaštitnih sredstava i opreme (za svakog podizvođača posebno), kancelarijski prostor (metalni kontejneri) za tehničko osoblje nadzornog organa, glavnog izvođača i podizvođače radova, prostorije za odmor i ishranu radnika, prostorije za rezervne djelove, tesarska radionica i dr.

Gradilište stalno obezbeđuje služba fizičko - tehničkog obezbeđenja sa po 3 radnika u jednoj smjeni. Za rad službe na cijelom gradilištu instaliran je video nadzor i pripremljeno uputstvo sa posebno definisanim mjerama za način kontrole ulaska - izlaska radnika na gradilištu, ali i posjetilaca koji ne rade na gradilištu. Posebno su definisane obaveze ove službe i način rada u radno i neradno vrijeme. Uveden je takođe i sistem elektronske kontrole pristupa na gradilište.



Slika 1 – AB konstrukcija poslovnih cjelina PC1, PC2 i PC3

Na izvođenju ab konstrukcije nadzemnog dijela uključen je glavni izvođač radova koji je angažovao četiri podizvođača. Podizvođači su bili organizovani po objektima. Stambene

cjeline izvodio je jedan podizvođač (lamele L1,2, L3, L4 i L5), dok su na poslovnim cjelinama bila angažovana tri podizvođača, po jedan na svakom objektu, PC1, PC2 i PC3.

U vrijeme izrade konstrukcije rad je uglavnom organizovan u dvije smjene. U noćnoj smjeni se izvodilo betoniranje (izuzimajući zimski period), vršilo čišćenje i transport materijala po objektima. Zbog broja kranova bila je neophodna dobra organizacija kako ne bi dolazilo do zastoja angažovanih podizvođača.

2 OPIS NADZEMNE KONSTRUKCIJE

Cijeli kompleks je fundiran na temeljnoj ab ploči, kote -14. 27m, koja je projektovana kao jedna cjelina promjenjive debljine, u zavisnosti od spratnosti objekta, kako bi bilo obezbijeđeno osiguranje protiv proboja.

Konstrukcija PD dijela je trouglastog oblika i projektovana je kao armirano betonska sa punim ab pločama, kao međuspratnim tavanicama oslonjenim, preko kapitela, na stubove različitog poprečnog presjeka, platna, liftovska jezgra i obodne zidove.

Konstrukciju nadzemnog dijela (ND) čine sedam međusobno dilatiranih cjelina različite površine i oblika u osnovi, i različite spratnosti, slika 1.. Međuspratne tavanice su ab debljine 24 cm koje se preko kapitela 2.0x2.0m oslanjaju na stubove različitih dimenzila i oblika u zavisnosti od objekta. Dominantni oblik stubova poslovnih cjelina PC1-3 je kružni prečnika, Φ60, kao i pravougaoni, 60x60cm, dok je dominantni oblik stubova stambenih lamela pravougaoni, dimenzija 40x40cm. Vertikalne konstruktivne elementi čine liftovsko/stepenišna jezgara kojih ukupna ima 9 (svaki objekat ima jedno jezgro, izuzev objekata L1,2 i PC2 koji imaju po dva jezgra), kao i manji broj ab platana debljine 40 , 30 i 20cm. Spratna visina iznosi 5.0m u prizemlju i 3.17m na ostalim nadzemnim etažama.



Slika 2 – AB konstrukcija stambenih lamela L1,2;L3;L4;L5

Za nadzemni dio objekta projektovan je i ugrađen četvorofrakcijski beton marke 40, rebrasta armature i manja količina glatke armature.

Radovi na izradi ab konstrukcije odvijali su se uz stalno prisustvo geometra. Takođe, prije početka izrade ND objekta postavljeni su reperi za praćenje slijeganja u toku građenja.

2 OPIS TEHNOLOGIJE IZVOĐENJA AB RADOVA ND KOMPLEKSA ACC

Oblik i visina objekata nadzemnog dijela zahtjevali su poseban opis tehnologije izvođenja sa jasnim tehnološkim koracima izrade konstrukcije. Dio tehnologije nadzemnog dijela konstrukcije sadrži, kao i podzemni dio, spisak postrojenja i opreme koje izvođač planira da koristi, spisak materijala i zahtjevani kvalitet sa podacima o proizvođaču i tehničkim karakteristikama materijala, detaljan opis tehnologije (po vrstama radova i po pozicijama), zaštitu na radu i kontrolu kvaliteta.

U odnosu na tehnologiju podzemnog dijela objekta, opis tehnologije nadzemnog dijela sadrži ugradnju betona u posebnim vremenskim (uslovima niskih i visokih temperatura) uslovima, plan montaže, demontaže i deponovanja oplate, tehnologiju sanacije segregiranih površina, gnijezda i sl., plan skela kao radnih prostora i skela za prihvat oplate i ostalog materijala, proračun podupiranja, planove betoniranja za svaku etažu i objekat posebno, sa planom upotrebe stacionarne pumpe, i grafičku dokumentaciju.



Slika 3 – Podupiranje međuspratnih tavanica, PC3

Složenost geometrije objekata, spratne visine, ukupna visina konstrukcije objekta i debljine međuspratne tavanice od 24cm i 44cm iznad kapitela, zahtjevli su dopunu tehnologije izvođenja sa projektom podupiranja ploča nadzemnih etaža. Projekat podupiranja ploča sadrži analizu opterećenja, statički proračun podupirača i odgovarajuću grafičku dokumentaciju. Zbog velikog broja podupirača koji su bili potrebni na objektu, u cilju sprečavanja havrije zbog oštećenja podupirača (geometrijske i materijalne nelinearnosti), kao i zbog prijema horizontalnih uticaja koji mogu nastati pri betonaži, podupirači su povezivani spregovima od cjevaste skele. Usvojen je prostorni proračunski model podupiranja. Ovakav način formiranja podupirača bio je veoma efikasan.

Tehnološki redosled operacija za svaku poziciju konstrukcije je detaljno obrađen i definisan opisom thnologije. Koraci su obuhvatali pripremu i čišćenje podloge, montažu armature, montaža oplate, montažu skele za betoniranje (po potrebi), betoniranje, skidanje oplate i njega betona, izradu skela i montažu zaštitnih ograda. Beton je ugrađivan auto ili stacionarnom pumpom i/ili kiblom.

Nakon skidanja oplate mladi beton je propisno njegovan vodom ili posebnim sredstvima za njegu, slika 4.



Slika 4 –Njega betona



Slika 5 –Kontrolni uzorci armature



Slika 6 –Montaža oplate ploče PC3



Slika 7 –Detalj sa gradilišta, PC2 i PC3

3 ZAŠTITA NA RADU

Jedan od važnijih koraka pri definisnaju tehnologije je očuvanje zdravlja i bezbijednosti svih učesnika u izgradnji prilikom izvođenja svih primijenjenih tehnoloških koraka. Obavezna je bila upotreba atestirane opreme i sredstava rada, kao i njihova redovna kontrola ispravnosti. Svi učesnici su morali biti osposobljeni i zdravi za rad na visini. Takođe, upotreba ličnih zaštitnih sredstava je obavezna. U slučaju nepoštovanja navedenih mjera zaštite uvedene su kaznene mjere koje su podrazumijevaju, između ostalih, i udaljavanje sa gradilišta.

Elektronska kontrola ulaska na gradilište je jedna u nizu mjera koje primijenjene na gradilištu.

4 KONTROLA KVALITETA

Sastavni dio tehnologije izvođenja je kontrola kvaliteta izvođenja ab radova. Planom kontrole kvaliteta definiše se veća angažovanost interne kontrole od strane odgovornih lica podizvođača i izvođača radova.

Planom kontrole kvaliteta definisana je i kontrola izrade, transporta i ugradnje armature, oplate i betona. Kontrola je podrazumijevala i uzimanje kontrolnih uzoraka armature, slika 5, i betonskih probnih kocki u broju i serijama koje su bile predviđene projektom betona. Ukoliko bi se kontrolom oplate uočile oštećene table oplate iste bi se transportovane na posebno određeno mjesto na gradilištu, definisano šemom gradilišta, a nakon toga bi bile otpremljene na reparaciju.

Nakon interne kontrole pripreme za betoniranje odgovorno lice izvođača radova bi, za svaki element posebno, popunio listu ispunjenosti uslova za betiniranje i dostavio službi nadzora kao zahtjev za prijem elementa. Liste ispunjenjosti uslova za betoniranje, check liste, sadrže podatke o element, etaži i objektu na kojem se element nalazi. Peijem check listi bio je organizovan dva puta u toku dana (u 10h prije podne i 16h poslije podne) kako prijem izvedenih radova ne bi uticao na dinamiku izvođenja radova. Nakon potvrde od strane člana nadzora Izvođač radova bi izvršio zatvaranje oplate i kontrolu montirane. Kontrola kvaliteta dopremljenog betona na gradilište, kontrola ugradnje i kontrola njege betona, takođe, se sprovodila kroz internu kontrolu odgovornih lica izvođača radova i članova stručnog nadzora.

5 ZAKLJUČAK

Tehnologija izvođenja u velikoj mjeri zavisi od organizacije gradilišta, raspoložive opreme i materijala. Tehnologija je u direktnoj je vezi sa dinamičkim planom izvođenja radova. Opis tehnologije treba da obezbijediti kvalitetan završetak radova u prethodno definisanim rokovima.

Detaljan opis tehnologije je potrebno pripremiti prije početka izgradnje, i dopunjavati prema potrebi u toku izvođenja. Tehnologiju izvođenja predlaže izvođač radova, pri čemu je priprema prema raspoloživoj opremi i radnoj snazi sa kojom raspolaže, i daje na saglasnost stručnom nadzoru. S obzirom da se, veoma često, u sklopu pripremnih aktivnosti ne mogu sagledati i obuhvatiti svi mogući problem, potrebno je da se u toku samog izvođenja rade dopune opisa tehnologije izvođenja.

Primjer kvalitetno razrađenog i primijenjenog opisa tehnologije izvođenja je tehnologija izvođenja primijenjena na nadzemnom dijelu armirano betonske konstrukcije stambeno – poslovnog kompleksa Atlas Capital Center u Podgorici. Primjenom jasno definisanih tehnoloških koraka u ND kompleksa ugrađeno je oko 21.200m3 betona i oko 3.372 tone armature, uz očuvanje zdravlja svih učesnika u izgradnji i u planiranim rokovima.

LITERATURA

[1] *Osnove teorije i tehnologije betona* /Mihailo Muravljov//Građevinska knjiga ad,2008.

[2] *Beton i armirani beton 87, pripučnik, primjeri i prilozi* /grupa autora//Građevinski fakultet, 1989.

[3] *Projekat betona ACC, sveska 1* /R.Zejak, Građevinski fakultet Podgorica//2008.

[4] *Glavni projekat konstrukcije ACC* /S.Krivokapić, ENKOS Beograd//2008.

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Marijana Lazarevska[1], Zlatko Zafirovski[2], Slobodan Ognjenović[3]

OPTIMALNI IZBOR GRAĐEVINSKIH MAŠINA ZA GRADNJA BRANA

Rezime:

Primena građevinskih mašina ima izuzetno veliki uticaj u inženjerskoj praksi, u tehničkom i ekonomskom smislu. Pozitivni efekti su u većoj produktivnosti, većem kvalitetu, u smanjenju vremena gradnje itd. Svi ovi pozitivni efekti su mogući samo u slučaju pravilnog izbora mašina za izvođenje radova na objektima. Ovaj rad daje pregled teoretske osnove za optimizaciju građevinskih mašina i objašnjenje glavnih principa koji su bitni za pravilan izbor mašina u izgradnji brana.

Ključne reči: optimizacija, građevinske mašine, brane, zamena mašina.

OPTIMAL CHOICE OF THE MACHINES FOR CONSTRUCTION OF DAMS

Abstract:

The application of construction equipment has huge importance in the civil engineering practice, both technical and economical. The positive effects are known as achieving higher productivity, better quality, lowering the construction time etc. However, all of these positive effects are possible only if there is a proper choice of the machines that are used for construction of some structure. This paper gives the overview of the theoretical base for the optimization of the construction machines, and an explanation of the main principles which are important for making the proper choice of the machines that are used for construction of dams.

Key words: optimization, construction machines, dams, replacement of machines.

[1] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia
[2] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia
[3] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia

1 INTRODUCTION

Dams are hydro technical structures that belong in the group of first category of structures, according to their type, specificity, purpose, complexity, importance and technical-technological conditions (written in Law for construction-Macedonia, November 2009).

The study of the technology of construction for dams is actually the same as the study of application of the construction machines and equipment. Extensive and detailed techno-economical analyses are needed for making the proper choice of optimal construction machines. The optimal construction machines are defining the organization and technology of construction which in specific conditions would give the largest economical effect and appropriate synchronization of those who participate in the construction phase.

The work of construction machines is a complex operation and its only goal is to create the needed product or to process and transform the natural material into useful civil structure. The usage of the construction machines is the basic condition for quality construction works. That is why the increasing of the machine work is increasing the responsibilities of the planning engineers and managers. The complexity of the dam construction, the long construction time and the huge investments that are required for their construction, enforce the need of experts who will be able to choose and adopt the right construction technology and proper construction machines. The optimal construction machines are defining the organization and technology of construction which in specific conditions would give the largest economical effect and appropriate synchronization of those who participate in the construction phase.

2 OVERVIEW OF THE MAIN FACTORS THAT AFFECT THE CHOICE OF THE CONSTRUCTION MACHINES

The realization of the modern designs, especially the complex and long term ones, such as dams, is followed by continuous changes and many uncertainties because of the complex and changeable factors that determinate the construction. Detailed analyses of all those factors are needed in order to build a dam as it is written in the design, with a proper technology of construction, organization and the right construction machines. Those influence factors determinate the optimal choice of construction machines.

The quality, speed and economy of the dam construction are directly related to the quality investigations and to the proper choice of the technology of the construction. On the other hand, the technology, mechanizations and organization are always related to each other i.e. the adopted technology of construction determinate the choice of the machines and organization and other way around. That is why when we talk about the choice of the construction machines we should always analyze the technology and organization of construction, we should never analyze those three subjects separately.

Because of the importance of the construction machines for successful, quality and efficient performance of the whole structure, it is very important to spend the needed time and resources when choosing the machines that will have to finish the planned construction work in future. Those machines have to be the optimal ones and their work should be synchronized during the construction time, avoiding the risks of failures. Dams are complex and unique structures and they usually have long construction time and high construction costs, followed by participation of many engineers, experts and workers. Those facts give us the right to say that only with

optimal choice of construction machines we can ensure the efficient work, preservation of the construction time and competitive market price.

There are many factors that should be considered when choosing the construction machines for building some structure. The more important ones are the following: the amount of work that should be finished, the climate of the construction site, the geotechnical characteristics of the materials, the hydrology and geology of the site, the type of work, the traffic conditions, the financial possibilities of the contractor etc. The process of choosing should always consider the machines that have the designed technical specifications, machines that have the proper working rate and capacity, machines that are safe and secured, machines that don't harm the environment etc.

At the beginning of the choosing process and the decision-making process, the planner has to check the capacity of the potential contractor, as if he has the needed machines, their number, their technical specifications, their age etc. That way he can analyze the idea of buying or renting a machine, if the available machines are not enough for the job or they do not fulfill the designed terms and conditions.

The main direction is to use standard construction machines, because they are much more available on the open market and they can be used for different types of construction works. But, universal machines have some advantages also, especially if there are many similar works that should be finished, because they can easily adapt on different site conditions. When we talk about dam construction, it is properly to choose larger machines because of the quantity of the material that needs to be excavated, transported, placed or processed. For special work, such as construction of the concrete facing, asphaltic core etc. it is properly to go with special machines that have high production rate. However, for smaller amount of work, the choice should be renting smaller machines or, in some cases, it is practical and economical to sign a contract with some specialized company that will obligate to finish that work.

The special case is the usage of old construction equipment, case that needs an appropriate attention. The old construction machines and equipment have less production rate and higher risks of failures, compared to the new ones. That is why, although the company is avoiding the process of buying a new ones and spending much more money for that, the risk of failure can only be lowered with using more old machines for the same job, aka working with reserves.

The optimization of the mechanization process during dam construction should start during the first stage of the design. The basic design contents general data about the dam structure, the technology of construction, the methods of construction, the terms and conditions that influence on the design etc. In this stage we have to define all the activities, by types, and their technologically dependence on the type of dam, location and topology of the construction site. These are the main directions that we should follow in order to be able to choose the right construction machines that can finish the construction work in the designed time frame. All those design data can be changed, later on, in the stage of the detailed design, which means that we should check whether the proposed machines are staying the same as before or they need to be changed also. The choice of the machines during the process of the designing is done by engineers who have the proper experience in this kind of work. The final machine's choice is usually done by the contractor because he knows the characteristics of the machines in his disposal, and can analyze and plan the work according to the possibilities of his company. The contractor can also investigate the possibility of replacing some old machines and buying or renting new ones.

3 METHODS FOR OPTIMIZATION OF THE MACHINE'S WORK

According to the adopted technology of construction and local field conditions on the construction site, the appropriate construction machines have to be chosen. Those machines will guarantee a successful, quality and prompt construction of the dam's body (the embankment, transition layers and the core).

The optimal choice of the construction machines, for construction of complex and complicated civil engineering structures, such as dams, cannot be made if there are no systematical analyses during the whole design process and during the usage time of the structure. Those analyses are giving the right directions for choosing the optimal machine combination, combination which would give the optimal results, compared to some other alternative combinations. The methodology for optimization of the machines should be made in several steps, because it's an iterative process. Those steps are the following: analyses of the technology of construction, wider choice of the construction machines, calculation of the machine's rate, calculation of the costs for machine's work, narrow choice of the machines, and finally the optimal choice of the machines which in the stage of operation can be seen as determination of the optimal replacement time of the machines.

In the wider choice of construction machines for dams, several machines have to be analyzed, machines that have the right technical capabilities to finish the given work (excavation, transport, loading, placement and compaction of the rock and earth material and placing the layers for the core). Few variant alternatives should be made from the analyzed machines, according to the technology of construction, topography and geotechnical characteristics of the materials and conditions of the construction site, the planned work size and the type of the work that should be performed during dam construction and according to many other factors that influence of the technical characteristics and work possibilities of the machines.

Those variant scenarios should be compared, using the principles of the narrow choice, in order to get enough data so we could choose the alternative which has the lowest costs, for each type of work separately. For every machine the effect and costs of their work should be calculated. The main problem here is the synchronization of the work and rates for every machine that is part of the same technology process. We should always start with the investigation of the possibilities of the main machine i.e. the leading machine (the machine that is responsible for finishing the main activity of the construction process, or the machine on which every other machine depends, or the most expensive machine). We should know the needed practical average rate and the coefficients of unevenness in order to estimate the maximum value of the rate. That estimated maximum rate of the main machine should be covered with equal or bigger rate of the other machines. Sometimes there are few different combinations of machines that have similar rates, but we should always choose the alternative which gives the lowest cost. Apart from the number of the machines that are needed for some construction work, we should always adopt the capacity reserve for each machine, keeping in mind that this reserve has to be the same in every combination so that they will be equal and comparable. It's not the same if we choose fewer number of smaller machines or larger number of bigger machine, or machines with same technical characteristics or with different ones etc. This process of searching the combination that gives the lower construction cost is a complex process that should be done only by experts who have the appropriate experience in this field.

This optimization process should not stop at this stage, with the determination of the combination that gives the lowest cost of the mechanization work, but it should continue

through the construction and operation stage. Modern and sophisticated optimization methods took their part in the engineering practice, and among them the important role holds the methods of operation research. In this paper I will write about the application of dynamic programming, as a part of operation research methods, in civil engineering.

Dynamic programming is a technique for solving certain types of optimization problems and the main idea is to break up a large and complex problem into many smaller and easier ones. Usually this technique can be applied for problems in which a sequence of decisions over time needs to be made to optimize some criterion. The formulation of the mathematical model is the first step in the solving process where as working parameters are used the age of the machine, its acquisition value, the costs for maintenance and repairing etc. The goal is to find a policy that minimizes the total net costs over the years. The performance of the construction machines are connected to their age. Although a routine maintenance can keep the equipment working capably, there comes a point when the repairs are expensive and it is less expensive to buy a new machine (to replace the old one). The replacement decision should be based on facts and figures. The decision which the managers make should be the result of comparing the costs of keeping the old machines against the cost of their replacement.

That is why, after the narrow choice, we have to apply the rules and principles given by the discount technique (so that the comparison between alternatives will be made using the values of the same time line) and modern optimization methods (mostly using the dynamic programming) so that we can come to the last step of the optimization of the machine choice. The last step is to determine the time for the optimal replacement of the machines.

For each and every machine the time period when the contractor should decide to replace the old machine with some new one has to be defined, making sure that the total costs will be minimal. This problem is actually a step by step process of decision-making and its main bases are the principles of optimality that are given by dynamic programming. Knowing the exact time for the machine replacement, the company managers can clearly see the consequences of their decisions about the replacement solution. If the machine is replaced before the optimal time, that decision will lead towards cost increasing because of the unused production capabilities of the machine. If the replacement is done after the optimal time, the decision will also lead towards the increasing of the costs, because of the larger maintenance costs and the larger possibility of sudden failures or production stagnation. As time goes by, equipment and machines deteriorates and become obsolete. Numerous breakdowns occur, flawed production increases, labor costs rise and construction schedules cannot be met. At some point these incidents become serious enough to cause the wonder of whether you should or not replace the current machines. The problem is that the new machines costs money and the question is: will the advantages of the new equipment be great enough to justify the investment it requires. The two possible decisions are to keep the current machine or to trade-in the machine for a new one. The answer can be obtained by making a cost comparison. The total cost of each alternative should be calculated, the alternative with keeping the old machine and the one with buying a replacement. Once these costs are determined, you can compare them and identify the more economical alternative.

4 CONCLUSIONS

The costs of mechanization process mostly depend on the quantity of the construction work and they take a significant part of the total structure costs, it makes a perfect sense that the optimization methods can be applied for every design of dams and hydro systems. Dams and complex and unique structures and their cost can change drastically, depending on the used construction machines. Many analyses show that the use of optimal construction machines can lower the total cost of the dam structure. That is why I strongly recommend the application of detailed techno-economic analyses in every stage of the design process. We should not think about the spent time and resources for performing these analyses, because the outcome will surely justify them. The right choice of the construction machines that will be used for dam's construction and the proper decision-making about replacement of the old machines are the basic conditions for quality, efficient and cost-effective construction of all complex engineering structures.

The objective of this paper is to demonstrate that this iterative process for the optimal machine choice should not stop at the stage of designing of some structure, but it should continuously follow the construction process and operation stage. The importance of determination of the time period for the machine replacement is seen as a powerful, yet pretty simple, tool for the contractors (or engineers) that can help them during a decision-making process (without subjectivity) during the utilization of the machines.

REFERENCE

[1] *Dams and appurtenant hydraulic structures* / Tančev, Lj. / A.A. BALKEMA Publishers., Taylor & Francis Group plc, pp.195-196, 2005, London, UK

[2] *Hierarchical Analyses of Water Resources Systems* / Haimes Y. Y. / McGraw Hill, 1997

[3] *Water Resources System Engineering /* Hall W. A., Dracup J. A. / McGraw Hill, 1970

[4] *Water Resources Project Economics* / Kuiper E. / Butterworths, 1971, London

[5] *Economics of Water Resorces Planning* / James D., Lee R. / McGraw-Hill, 1971

[6] *Deterministic Dynamic Programming* / Wayne L. Winston,

[7] *Projektovanje organizacije građenja* / Đuranović P. / Građevinski fakultet, kulturno'prosvjetna zajednica, 1995, Podgorica, Crna Gora

[8] *Organizacija građevinskih radova* /Trbojević B. /Izdavačko preduzeće Građevinska knjiga Beograd, 1997, Beograd

[9] *Građevinska mehanizacija* / Mirković S. / Građevinska knjiga a.d. Beograd, 2005, Beograd

[10] *Operaciona istraživanja u građevinarstvo determinističke metode* / Praščević Ž. / Građevinski fakultet, 1992, Beograd

[11] *Operaciona istrazivanja, knjiga I* / Petrić J. / 1979, Beograd

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Zlatko Zafirovski[1], Slobodan Ognenovic[2], Marijana Lazarevska[3]

NUMERIČKI MODELI ZA ANALIZU PONAŠANJA KOLOSEKA POD OPTEREĆENJEM VOZILA

Rezime:

U ovom radu biće dati savremeni prilazi za analizu problema u vezi sa proračunom jednog od najznačajnijih parametara kod železničkih linija, odnosno proračun vertikalnih trenutnih pomeranja koloseka pomoću modela donjeg stroja, proširenom razradom klasifikacije po UIC-u. U okviru ovog rada prikazane su analize različitim numeričkim modelima, dvodimenzionalnim i trodimenzionalnim, kao i njihovo poređenje.

Ključne reči: numerički modeli, analiza, 2D, 3D, gornji stroj, donji stroj.

NUMERICAL MODELS FOR ANALYSES OF THE TRACK BEHAVIOR UNDER VEHICLE'S LOADING

Abstract:

This paper gives a modern approach for calculation of one of the most important parameters for railways, aka calculation of the vertical instant track movement using the model of the substructure and a wider elaboration according to UIC. Furthermore, for the purpose of this paper, different numerical two-dimensional and three-dimensional models have been analyzed and compared.

Key words: numerical models, analysis, 2D, 3D, superstructure, substructure.

[1] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia
[2] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia
[3] MsC Civil engineer, assistant, Civil Engineering Faculty, Skopje, Macedonia

1 UVOD

Metode za dimenzionisanje sastavnih komponenata koloseka uzimaju u obzir statička opterećenja, ali takođe nude i mogućnosti procene uticaja dinamičkih opterećenja. Savremeni pristup u dimenzionisanju elemenata železničkog gornjeg stroja podrazumeva primenu analitičkih modela sa kojima se može predstaviti ponašanje kolosečnog sistema pod opterećenjem od vozila.

Analitički modeli treba da omoguće proučavanje prenosa uticaja opterećenja na sastavne elemente koloseka, njihovu međusobnu interakciju i ućešće u ukupnoj nosivosti kolosečne rešetke. Pored analize uticaja trenutnih opterećenja od kojih je reakcija koloseka najčešće u domenu elastičnog ponašanja, potrebna je i analiza ponašanja koloseka po uticajem cikličnih opterećenja. Ciklična opterećenja utiču na geometrijsko degradiranje koloseka i najčešće, u zavisnosti od nosivih karakteristika slojeva donjeg stroja, javlja se veća ili manja potreba održavanja koloseka.

2 PREGLED NEKIH NUMERIČKIH MODELA

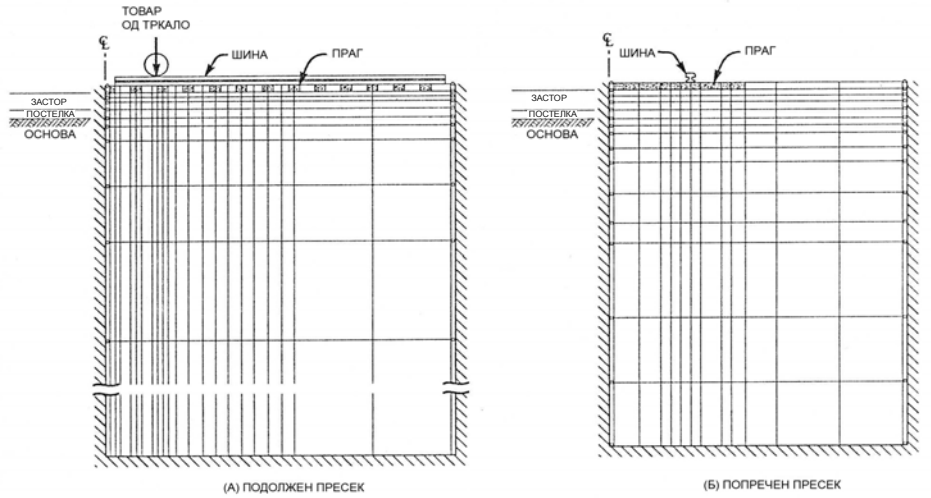
Razvijen je veliki broj numeričkih modela za analizu kolosečne rešetke pod uticajem vertikalnog opterećenja točkova. Pri modeliranju koloseka koriste se komponente kao što su: šine, pragovi, zastor i donji stroj sa njihovim fizičkim karakteristikama.

Modeli koji su koričćeni u SAD-u za analizu i dimenzionisanje elemenata koloseka su: ILLITRACK, GEOTRACK и KENTRACK.

2.1 ILIRTRACK

Model koristi MKE (metodu konačnih elemenata) i razvijen je na Univerzitetu u Ilinoisu. Sastoji se od dva modula dvodimenzionalne analize u podužnom i u poprečnom preseku koloseka (slika br. 7-1). Izlazni rezultati modela u podužnom pravcu su ulazni podaci za analizu u poprečnom pravcu koloseka. Ulazni podaci o nosivim karakteristikama materijala u donjem stroju određuju se laboratorijski ponovljenim traksijalnim analizama. Pri tome, može se koristiti i simulirati promena vertikalnih opterećenja da bi se uporedili dobijeni rezultati koji se odnose na nosivost kolosečne rešetke.

Glavna prednost ovog modela je mogućnost analize ponašanja koloseka u zavisnosti od osobina donjeg stroja u podužnom i u poprečnom pravcu. Glavni nedostatak je što se radi o dvodimenzionalnom modelu, samim tim i aproksimacija pravim trodimenzionalnim ponašanjem koloseka.



Slika 1- Predstavljenje modela ILLITRACK

2.2 MODEL MULTA

Modeli kod kojih je korišćen pristup koji se zasniva na analizu šine kao grede na elastičnoj podlozi ranije su bili osnova za dimenzionisanje koloseka. Da bi se odredio međusobni odnos elemenata kolosečne konstrukcije, kao i da bi se predstavio taj složeni međusobni uticaj saobraćajnog opterećenja na pojavu deformacija, predloženo je nekoliko modela.

Model MULTA je trodimenzionalni model koji uključuje analitičko rešenje bazirano na modelu koji koristi više elastičnih slojeva u interackiji sistema između zastora i i tla. Matrica elastičnosti zastor-tlo je kombinovana sa gornjim strojem (šinama i pragovima) da bi se odredilo rešenje za reakciju celog sistema. Osobine materijala su ograničene na izotropne, elastične uslove.

2.3 MODEL ROBNET-a

Robnet simulira kolosešni sistem dvema analizama ravninskog stanja naprezanja u dvodimenzionalnim konačnim elementima. Da bi se simulirala trodimenzionalna raspodela opterećenja, debljina elemanata je uvećana i dubini. Debljina elemenata i stepen uvećavanja su važni parametri koji utiču na rezultate, ali ih je teško odrediti jer ne zavise samo od osobina pomeranja, već i od geometrije datog sistema i koloseka.

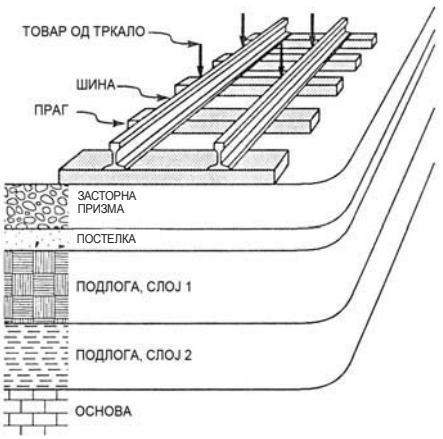
2.4 GEOTRACK

Rezultati terenskih merenja u Pueblu u Koloradu rađenim u FAST-u (Ustanova za ubrzano Servis Testiranje) upoređeni su rezultatima modela GEOTRACK.

Model uzima u obzir i dinamička dodatna opterećenja koja tretira kao linearni elastični problem, a različita osovinska opterećenja izjednačava množenjem svakog osovinskog opterećenja sa koeficijentom opterećenja točka.

Numerički program poredi proračunate reakcije ispod pragova sa težinama točkova u svakom preseku koloseka.. Pri tome, mogu se napraviti promene opterećenja da bi se došlo do vrednosti naprezanja koji su u dozvoljenim granicama.

Poboljšana verzija modela GEOTRACK razvijena je na bazi ispitivanja raspoloživih modela i analizom njihovih karakteristika. To je trodimenzionalni model potvrđen terenskim merenjima na probnim kolosecima.



Slika 2 - Sastav (izgled) GEOTRACK modela

GEOTRACK je trodimenzionalni višeslojni model za simuliranje elastičnih reakcija železničkog koloseka, koji uzima u obzir naponske karakteristike materijala i odvajanje praga i zastora. Proračunata stanja naprezanja tla u modelu, korišćeni su da bi se predvidelo stalno sleganje koloseka. Izlazni podaci modela obuhvataju opterećenje ležišta šina (reakcija između šine i praga), reakciju između praga i zastora, ugibe praga i šina i momenti savijanja praga i šina.

U osnovi, model GEOTRACK daje prednost geotehničkim aspektima ponašanja koloseka i time daje izlazne podatke za ugibe i kompletno trodimenzionalno stanje naprezanja na određenim mestima u slojevima donjeg stroja. Značajno je što mogu da se dobiju rešenja za jednu osovinu (dva točka) i rešenje za obrtno postolje (parovi susednih osovinskih opterećenja šine).

Šina je u modelu predtsavljena kao linearno elastična greda koja leži na određenom broju koncentriranih reakcija po jedna na svakom preseku praga i šine. Šine idu preko 11 praga i mogu slobodno da rotiraju na krajevima i na svakom pragu. Parametri koji opisuju šinu su površina poprečnog preseka, moment inercije i modul elastičnosti materijala.

Pragovi su predstavljeni kao linearno elastične grede određene modulom elastičnosti, površinom poprečnog preseka i momentom inercije. Svaki prag je podeljen na 10 jednakih pravougaonih segmenata sa svojom reakcijom na zastor, predstavljenom koncentrisanom silom u sredini svakog segmenta. Ove sile deluju na zastor kao ravnomerni pritisak.

Zastor, tamponski sloj i tlo su predstavljeni nizom linearnih elastičnih slojeva od kojih je svaki određen posebnim modulom elastičnosti i Poasonovim koeficijentom. Svi slojevi su beskonačni u horizontalnom pravcu i nalaze se u poluprostoru koji se beskonačno širi u

horizontalnom pravcu i u dubini. Model GEOTRACK omogućava korisniku da donji stroj podeli na potrebni broj slojeva čime bi se uzele u obzir promene osobine koje su rezultat promene zapremisnkih naprezanja u dubini.

U ovom modelu je korišćen višeslojni sistem koji predstavlja slojeve zastora i posteljice da bi se razvio koeficijent uticaja na naprezanja i pomeranja. Zatim, u rešenju celog sistema uveden je uticaj kompatibilnosti pomeranja i ravnotežnih sila između donje površine sistema šina i pragova i gornje površine podloge. U ovom modelu nije razmatran uticaj između praga i zastora.

2.5 POREĐENJE MODELA GEOTRACK SA PROGRAMOM MULTA

Kompjuterski program GEOTRACK razvijen je na osnovi postojećeg programa MULTA, ali su pri tome urađene značajne promene da bi se uklonili konstatovani nedostaci. Izmene su sledeće:

- Ispravljene su greške u transformaciji koordinata i u superpoziciji naprezanja na smicanje da bi se odredila tačna naprezanja u slojevima tla;
- Ipravljene u greške u tretiranju simetrije kolosečne konstrukcije oko njene podužne i poprečne ose. Ovom promenom koregirana su prevelika naprezanja u sredini svakog praga;
- Koeficijenti uticaja opterećenja na jedan segment korišćeni su da bi se dobili koeficijenti uticaja opterećenja na druge segmente čime se bitno uštedelo vreme proračuna;
- Uspostavljena je zavisnost modula svakog sloja tla od nivoa naprezanja (umesto usvajanja konstantnog modula stišljivosti);
- Omogućeno je podizanje pragova da bi se izbeglo razvijanje bilo kakvog naprezanja na zatezanje na površini zastora;
- Omogućen je proračun uticaja dve osovine

Numerički model GEOTRACK može da predvidi pravo ponašanje terena sa realnom tačnošću. Gubitak kontakta je važni elemenat razmatranja međusobnog uticaja pragova i zastora. Omogućavanjem razdvajanja pravi se bitna razlika u opterećenju ležišta šina i u raspodeli pritiska na prag udaljenim od pozicije osovinskog opterećenja.

Ovaj model može da se koristi za procenu naprezanja, momenata i ugiba na pragove i šine, kao i da posluži kao alat za procenu uticaja dužine i veličine pragova i njihovog međusobnog rastojanja. Model GEOTRACK je posebno korišćen za obezbeđivanje informacija o elastičnim naprezanjima i deformacijama u materijalima donjeg stroja, analiziranje stabilnosti koloseka i za dugoročnu procenu stalnih informacija.

2.6 KENTRACK

KENTRACK je sličan GEOTRACK-u i daje iste rezultate u slučaju kada su ulazni uslovi isti. Koristi istu teoriju multielastičnog sloja za planum kao i GEOTRACK. KENTRACK koristi modeliranje pragova metodom konačnih elemenata modelom koji omogućava promenu osobina poprečnog preseka na pragove. KENTRACK takoće, omogućava promenu intenziteta i primenu više vertikalnih sila.

Iako je ovaj model razvijen pre svega za koloseke koji imaju asfalt kao podsloj između zastora i posteljice, model je podešen za projektovanje i/ili analizu klasičnog koloseka sa zastorom ili specijalnog koloseka na betonskoj ploči sa drvenim ili sa betonskim pragovima.

U ovom modelu uključena su dva tipa kriterijuma ograničenja. Prvi je maksimalno vertikalno naprezanje na pritisak ili sila u specificiranom sloju (zastor ili posteljica) da kontroliše stalnu deformaciju.

Drugi je maksimalna horizontalna sila naprezanja na dnu asfaltnog sloja (ukoliko postoji) da kontroliše pucanje zbog zamora.

3 ZAKLJUČAK

Analize gornjeg i donjeg stroja železnica najčešće korite interdisciplinarni pristup srodnih i međusobno zavisnih disciplina. Na taj način one su široko polje za razvoj i primenu velikog broja metoda koje su predmet teoretskog i praktičnog interesa.

U analizama ovakvih naučnih problema u praksi postoje različite tendencije obzirom na to da se često javlja preklapanje polja interesa kod pojedinih disciplina.

Ipak, može se prihvatiti stav da je osnovni cilj analize gornjeg stroja železnica definisanje interakcije osovinskog opterećenja, geometrije koloseka i donjeg stroja koloseka.

Na sadašnjem nivou razvoja ove naučne oblasti, za rešavanje ovih problema razvijen je veliki broj metoda za analizu koji se više ili manje uspešno koriste u praksi.

Određivanje pravog pristupa i pravog odnosa između prednosti konkretnih metoda i njihovih ograničenja, moguće je samo kroz odgovarajući metodološki pristup, pri čemu treba da budu obuhvaćeni svi aspekti značajni za konkretne probleme u transportnom i u geotehničkom inženjerstvu.

LITERATURA

[1] *Head of Quality Control and Rail Tachnology* / E. Coenraad. / Modern Railway Track, NS Permanent Way, Department, 1989

[2] *Track Geotechnology and Substructure Management /* Ernest T. Selig, John M. Waters / 1994

[3] *Parametric Analysis of Transverse Track Resistance and Application to the Design of the Ballast Section* / V. Profillidis / KEDEScient. Vulletin of the Ministry of Public Works of Greece, Vol. 1-2, 1987, Athens

DRUŠTVO GRAĐEVINSKIH KONSTRUKTERA SRBIJE

DGKS 13. KONGRES ZLATIBOR-ČIGOTA 22-24 SEPTEMBAR 2010.

Meri Cvetkovska[1], Todorka Samardzioska[2], Cvetanka Filipova[3]

UTICAJ FASADNOG OMOTAČA NA ENERGETSKU EFIKASNOST OBJEKTA

Rezime:

Termički mostovi su kritični delovi konstrukcija kod kojih se toplina lako prenosi, i koji značajno utiču na rast energije za zagrevanje i hlađenje. Za precizno rešavanje termičkih mostova, potrebno je poznavanje građevinskih materijala za termoizolaciju i njihovih karakteristika, kao i poznavanje procesa transfera topline i formiranja temperaturnog polja. Sprovedena je numerička dvodimenzionalna analiza na primeru veze zid-greda-međuspratna konstrukcija, korišćenjem kompjuterskih programa na bazi metode konačnih elemenata (MKE) i metode graničnih elemenata (MGE), kao moguće numeričke metode za rešavanje transfera topline.

Kljucne reci: toplinski most, transfer topline, numerička analiza

INFLUENCE OF BUILDING ENVELOPE ON ENERGY EFFICIENCY

Summary:

Thermal bridges are critical regions in the buildings where the heat easily flows, which significantly increase the building energy demand for heating and cooling. For correct solving of the thermal bridges, knowledge of the building materials for thermal insulation is necessary, as well as knowledge of the heat transfer process and forming of the temperature field. A case study of a connection wall-beam-floor structure has been analyzed and numerical 2D analysis was performed using computer codes based on the methods with finite elements (FEM) and boundary elements (BEM) as possible numerical methods for solution of the heat transfer.

Key words: thermal bridge, heat transfer, numerical analysis

[1] Dr, Assoc. Prof. , Faculty of Civil Engineering, Skopje, Macedonia e-mail: cvetkovska@gf.ukim.edu.mk
[2] Dr, Assist. Prof., Faculty of Civil Engineering, Skopje, Macedonia. e-mail: samardzioska@gf.ukim.edu.mk
[3] MSc, Assistant, Faculty of Civil Engineering, Skopje, Macedonia. e-mail: cfilipova@gf.ukim.edu.mk

1 INTRODUCTION

Thermal bridges are critical regions in the buildings where the heat flows and they significantly increase the building energy demand for heating and cooling. Therefore, they should be avoided or brought to minimum in the early design phase. We cannot live in pure insulated boxes without windows and doors; nor can we ignore the fact of gravity. From that point of view, the thermal bridges in buildings are inevitable. As standards for thermal performance become increasingly stringent, particularly at passive house levels of performance, understanding and accurately modelling thermal bridging is becoming absolutely critical for accurate prediction of the heat loss of a building. For correct solving of the thermal bridges, knowledge of building materials for the buildings construction is necessary, especially of the materials for thermal insulation and their thermal properties, as well as knowledge of the heat transfer process and forming of the temperature field. This paper presents the Finite Element Method (FEM) and Boundary Element Method (BEM) as possible numerical methods for solution of the heat transfer.

2 THERMAL BRIDGES

Thermal bridges are defined as 'regions of relatively high heat flow conductance in a building envelope' and they are weak points in the building shell where heat escapes significantly faster to the outside than for an insulated component. Heat will flow the easiest path from the heated space to the outside - the path with the lowest resistance. And this will not necessarily be the path perpendicular to the surfaces. Very often heat will "short circuit" through an element which has a much higher conductivity than surrounding material, which can be described as a thermal bridge. This creates temperatures that are locally lower on the inside and warmer temperatures outside. This causes higher energy consumption, problems with moisture (condensation, danger of mould) and can cause structural damage due to frost.

Thermal bridges can seriously interfere with the performance of buildings. The temperature of the inside surface over a thermal bridge is lower than that of the adjacent construction during the heating season, and may even be lower than that of double glazing; consequently, it may be impossible to maintain the desired relative humidity without surface condensation. The difference in the temperature gradient through the bridge and adjacent construction will cause thermal stressing that may result in structural damage. The corresponding exterior surface temperature over a thermal bridge is higher than that over the adjacent wall. This can result in increased wetting of the wall by melting of wind-driven snow, thereby increasing the possibility of damage on subsequent freezing. Thermal bridges result in higher building heat losses, although this is not usually regarded of itself as a major problem. In designing a curtain wall to meet a specified maximum over-all heat transmission requirement, however, thermal bridges at structural ties and joints are usually the major obstacle. The lower surface temperatures over thermal bridges can also lead to dust marking. Thermal bridges increase the building energy demand for heating and cooling. This energy loss can even be higher than for example the energy benefit provided by thermal solar collectors for domestic hot water. The public awareness of this fact is however very low.

The final aim is that the design and the realization of component joints in buildings will be further developed in order to reduce the transmission losses and the danger of moisture and

mould. Buildings of the future should have no additional thermal losses due to thermal bridges. In order to avoid thermal bridges a computer simulation of the envelope is recommended at the beginning stages of design planning. It is also recommended that the standard (one-dimensional) calculation of the thermal-coupling coefficient, which does not take 2D and 3D heat flows into consideration sufficiently, should be amended as soon as possible. Thermal bridges are characterized by multi-dimensional heat flow, and therefore by the fact that they cannot be adequately approximated by the one-dimensional models of calculation typically used in norms and standards for the thermal performance of buildings, which still help in the identification of the eventual heat problems.

3 NUMERICAL EXAMPLE

In order to elaborate the problem of the thermal bridge, a case study of a connection wall-beam-floor structure has been analyzed and numerical 2D analysis has been performed. The analysis was performed with two kinds of software, using FEM and BEM, see [4] and [5], and the obtained results are presented with isotherms and graphically. Four models have been analyzed: non-insulated all, outside wall insulation (Fig. 1a), insulation in the middle of the wall (Fig.1b) and inside wall insulation (Fig.1c). Analyzed structure comprises of: brick wall (d=30 cm, except in the case with insulation in the middle when d=24cm), reinforced concrete beam 30/40cm and floor structure (reinforced concrete floor slab d=12cm, EPS d=3cm, cement screed d=4cm and parquet d=1.5cm). The interior temperature in the upper room is T_{upper}=+20°C (for air moisture of 50%, the critical condensation point is 9.3°C), while in the lower roo-m is T_{lower}=10°C (for air moisture of 50%, the critical condensation point is 0.1°C). The exterior temperature is assumed to be T_e=-15°C.

a) *b)* *c)*

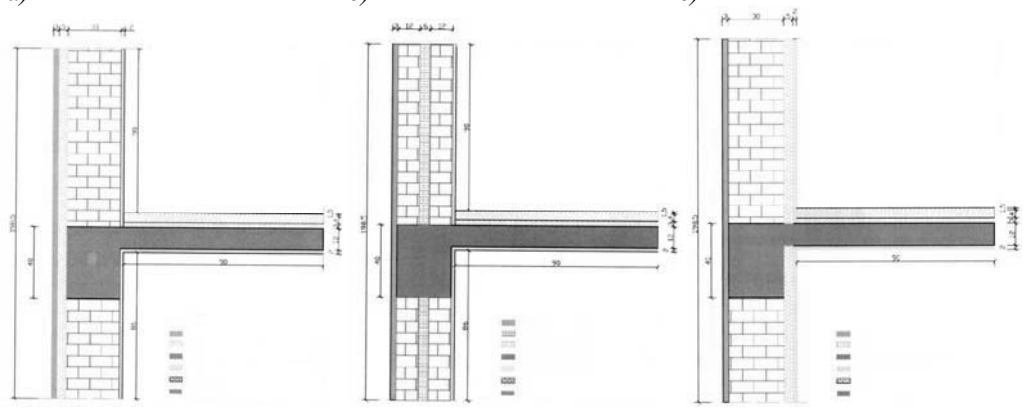


Fig.1 Vertical section through the structure: a) outside insulation; b) insulation in the middle; c) inside insulation

For each example, the analysis has been performed for two cases. First, a stationary analysis has been performed when the air temperatures in the rooms and the exterior temperature are constants. The aim was to define the influence of the thermal insulation on the formation of the temperature profile in the structure, as well as the possibility of appearance of

thermal bridges. Furthermore, another analysis has been performed from the moment when the heating in the rooms is set off and cooling begins. The analysis lasts up to the moment of finished cooling, when the steady state is obtained. The influence of the thermal insulation on the cooling time and level of the final temperature in the rooms has been compared for all different cases. The results of the performed analysis are presented in the following figures.

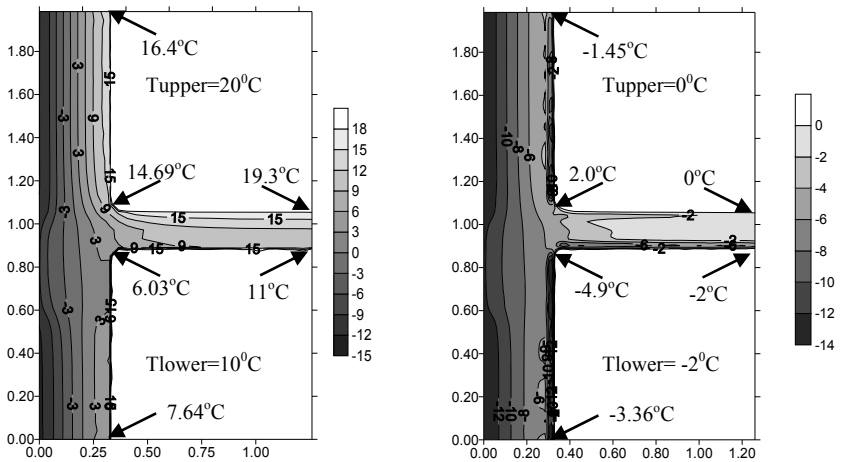


Fig.2 Isotherms for non-insulated wall: a) constant thermal conditions (T_{upper}=20°C, T_{lower}=10°C); b) time t=140h, after finished cooling of the structure (heating is off)

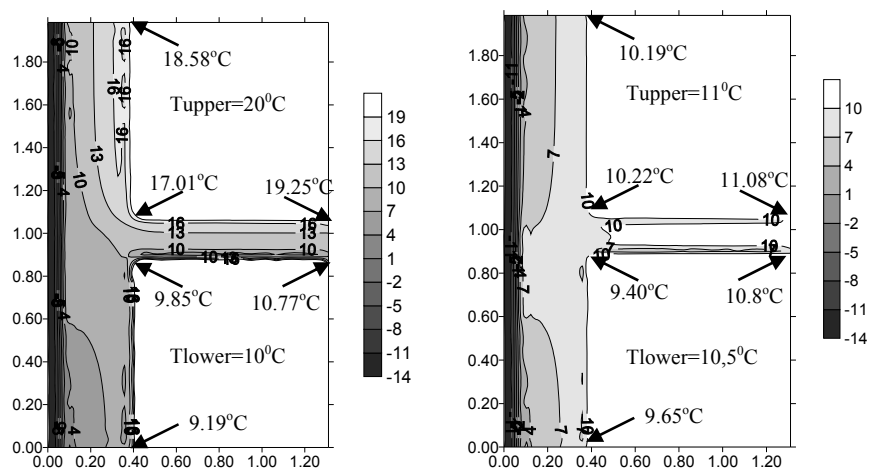


Fig.3 Isotherms - outside insulation: a) constant thermal conditions (T_{up}=20°C,T_{low}=10°C); b) time t=168h, after finished cooling of the structure (heating is off in the upper room)

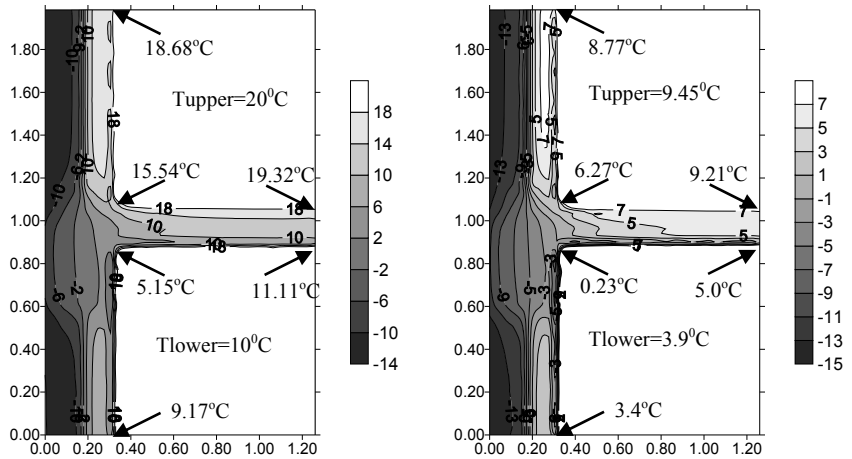


Fig.4 Isotherms – middle insulation: a) constant thermal conditions (T_{up}=20°C,T_{low}=10°C); b) time t=106h, after finished cooling of the structure (heating is off in the upper room)

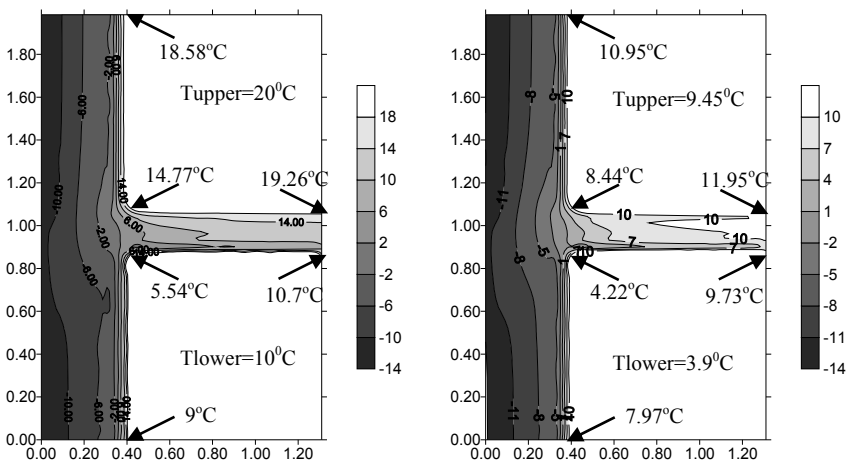


Fig.5 Isotherms – inside insulation: a) constant thermal conditions (T_{up}=20°C,T_{low}=10°C); b) time t=94h, after finished cooling of the structure (heating is off in the upper room)

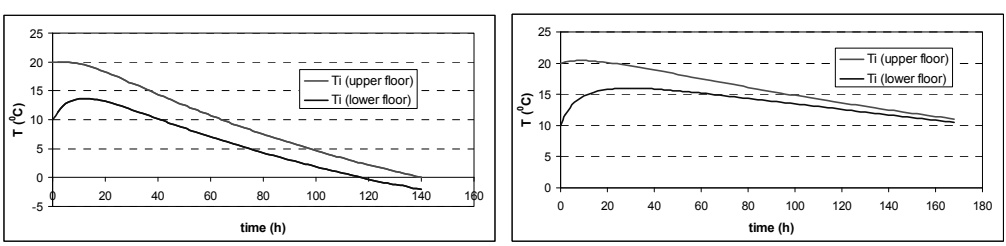


Fig.6 Time-temperature diagrams: a) wall without insulation; b) outside insulation

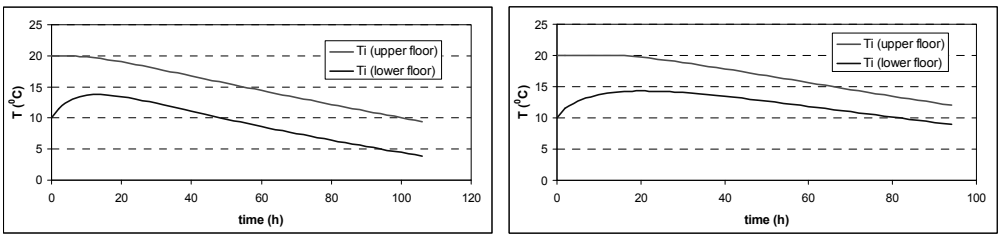


Fig.7 Time-temperature diagrams: a) insulation in the middle; b) inside insulation

Comparison of the time needed for cooling of the upper room depending on the location of the thermal insulation is given in Fig.8.

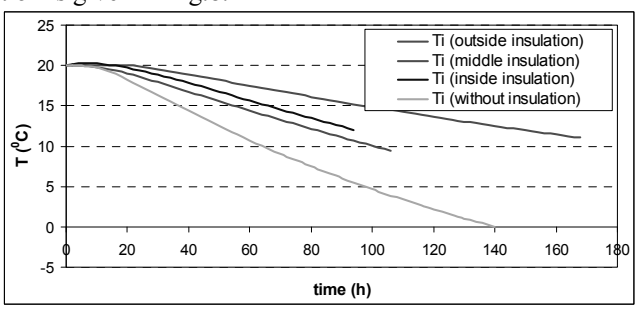


Fig.8 Comparison of the time needed for cooling of the upper room depending on the insulation location

4 CONCLUSIONS

Thermal insulation placed on the exterior side of the wall is absolutely the best case; it avoids appearance of a thermal bridge, provides the longest time for cooling of the upper room and the highest temperature in the lower room when the steady state is reached.

Thermal bridges are not always treated adequately, although they are well known problems in the buildings. All insulated building components need to be designed and built in a way to work as an integral system, which will provide continuous barrier of the heat transfer through the building envelope. In order to obtain the maximal potential of the used materials and measures, coordination of the civil engineers and architects is necessary in all design phases.

LITERATURE

[1] ASIEPI, *Impact of thermal bridges on the energy performance of buildings* / EPBD building platform // European Communities, 2009.

[2] *Numerical analysis of thermal bridges – MSc Thesis* / C. Filipova // Faculty of Civil Engineering, UKIM, Skopje 2010.

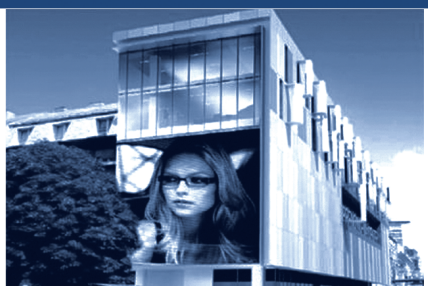
[3] Energeticky *audit budov* / T. Dahlsveen, D. Petras, J. Hirs // Bratislava 2003.

[4] *FIRE-T- Computer program for heat transfer using FEM* / M, Cvetkovska // 1993.

[5] *BEMflow - Computer program for field problems using BEM* / T. Samardzioska // 2003.

SPONZORI KONGRESA

DENEZA M
Inženjering



Robna kuća, Niš



Blok 11, Beograd



Tri lista duvana, Beograd



Oblasna kontrola letenja, Surčin



Tempo, Beograd



Aerodromska kontrola letenja, Batajnica



Objekat u Bokeljskoj ulici, Beograd



Poslovni obj. Gorenje, Beograd

DENEZA M
Inženjering













Kvalitet - sigurnost - izgradnja u roku
www.denezam.com

МАШИНОПРОЈЕКТ КОПРИНГ

- Водећа компанија у Србији из области пројектовања
- Компанија основана 1950.године
- 250 стално запослених
- Велики број сарадника, стручњака са института и факултета

ДЕЛАТНОСТ МАШИНОПРОЈЕКТ КОПРИНГ-А:

ПРОЈЕКТОВАЊЕ:

- архитектура: јавни и индустријски објекти
- конструкције у челику и армираном бетону
- путеви, гасоводи и топловоди
- хидрограђевински објекти, водовод и канализација
- термотехничке и термоенергетске инсталације и постројења
- електротехничке инсталације и постројења
- аутоматизација, системи даљинског управљања и контроле
- информациони системи
- технолошки процеси и постројења (индустри јска производња, припрема сировина,рециклажа, складиштење, пречишћавање отпадних материјала)
- противпожарне и противпровалне инсталације
- реконструкција и ревитализација постојећих јавних и индустријских објеката, са становишта екологије и уштеде енергије.

КОНСАЛТИНГ И ИНЖЕЊЕРИНГ

- студије, анализе, планови и пројекти развоја
- прединвестиционе студије и инвестициони програми
- прикупљање сагласности на техничку документацију и исходовање грађевинске дозволе
- тендерска документација
- организовање и спровођење поступка избора најповољнијих извођача радова, споручилаца опреме, материјала и инсталационих система
- стручни надзор над изграњом, монтажом, опремањем и пуштањем у погон објеката
- организација и вођење изградње свих врста објеката са координацијом извођача и испоручилаца опреме до пуштања у рад и исходовања употребне дозволе
- организација пробног рада и обука кадрова
- уговарање и реализација изградтње свих врста објеката, по систему кључ у руке.

Производни део предузећа је организован у пројектантске целине:

Архитектура
Конструкције
Технологија и машинство

Термотехника и термоенергетика
Електро тех. инсталације јаке и слабе струје
Консалтинг и инжењеринг

Машинопројект КОПРИНГ, Добрињска 8а, Београд, Србија; телефон +381 11 3635 700, телефакс +381 11 264 39 95
e-mail: office@masinoprojekt.com; www.masinoprojekt.com

МАШИНОПРОЈЕКТ КОПРИНГ

Dobinjska 8a, 11000 Beograd, Srbija
tel. +381 11 3635 700
fax. +381 11 2643 995
office@masinoprojekt.co.rs
www.masinoprojekt.co.rs

MAŠINOPROJEKT KOPRING A.D. JE KOMPANIJA ZA PROJEKTOVANJE, KONSALTING I INŽENJERING SA 250 STALNO ZAPOSLENIH



Poslovni kompleks EDB i EPS
46.000 м², Blok 20, Novi Beograd
Projektovanje i projektantski nadzor



Narodna banka Srbije
50.000м² Beograd
Projektovanje i konsalting sa stručnim nadzorom



Naselje za sportiste BU 2009 "Belville", 270.000 м²
Blok 67, Novi Beograd
Projektovanje i projektantski nadzor



Poslovni kompleks "Airport City Belgrade"
80.000 м², Blok 65, Novi Beograd
Projektovanje, projektantski i stručni nadzor



Glavni Poštanski Centar Beograd, 28.000 м², Zemun, Beograd
Projektovanje



Stambeni kompleks "Dr. Ivana Ribara"
100.000 м², Blok 64, Novi Beograd
Projektovanje i stručni nadzor



Hotelsko poslovni kompleks "Ashtrom"
70.000 м², Rajićeva ul, Beograd
Projektovanje, projektantski i stručni nadzor

EuroGardiGroup

Inženjering, projektovanje i zastupanje inostranih kompanija

EURO GARDI GROUP Novi Sad:
Ul. Rumenačka 17, 21 000 Novi Sad, Srbija
Tel. : + 381 21 512 311, 512 312, 512 337
Fax : + 381 21 512 238
E-pošta : office@eurogardigroup.rs
Internet prezentacija : www.eurogardigroup.rs

EGG Departman za mostove i putne objekte:
Ul. Božidara Boška Petrovića 5, 21 000 Novi Sad, Srbija
Tel. : + 381 21 477 66 55, 477 66 56
Fax : + 381 21 6323 320
E-pošta : eurogardi@nadlanu.com

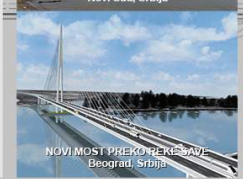




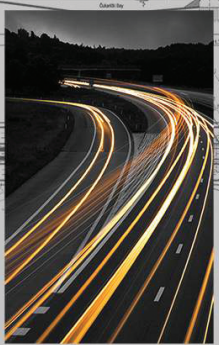
NOVI DRUMSKI MOST PREKO REKE TISE
Ada, Srbija



IDEJNO REŠENJE
MOSTA "FRANC JOZEF"
Novi Sad, Srbija



NOVI MOST PREKO REKE SAVE
Beograd, Srbija



D E P A R T M A N Z A M O S T O V E I P U T N E O B J E K T E



"OPŠTA BOLNICA VRBAS" - II FAZA
Vrbas, Srbija



CENTRALNA KUHINJA "RADOSNO DETINJSTVO"
Novi Sad, Srbija

D E P A R T M A N Z A A R H I T E K T U R U



POSLOVNI OBJEKAT KOMPANIJE "LESNINA"
Novi Sad, Srbija



SEDIŠTE KOMPANIJE "OPEKA OSIJEK"
Osijek, Hrvatska



TIPSKI DVOJNI STAMBENI OBJEKAT
NA LEVOJ OBALI DUNAVA
Novi Sad, Srbija



"BELFORT PROJECT"
APARTMANSKI KOMPLEKS
Pariz, Francuska

Euro Gardi Group Novi Sad. Sva prava zadržana. All rights reserved.

EuroGardiGroup

Inženjering, projektovanje i zastupanje inostranih kompanija



BORD DIREKTORA

O NAMA

KOMPANIJA **EURO GARDI GROUP** JE OSNOVANA 1990. GODINE. TOKOM 20 GODINA RAZVOJA KOMPANIJE, NEKOLIKO NOVIH FIRMI OSNOVANO JE U ZEMLJI I INOSTRANSTVU KOJE DANAS FORMIRAJU EURO GARDI GROUP, ČINEĆI NAS JEDNOM OD VODEĆIH INŽENJERSKIH KONSULTANTSKIH KUĆA U SRBIJI. OVO JE POTVRĐENO 1999. GODINE, KADA JE PRIVREDNA KOMORA SRBIJE PROGLASILA DOO **EURO GARDI GROUP**, NOVI SAD, NAJUSPEŠNIJOM KOMPANIJOM U SRBIJI U SVOJOJ KATEGORIJI INŽENJERSKIH KONSULTANTSKIH KUĆA.

KOMPANIJA IMA ŠIROKO DOMAĆE I MEĐUNARODNO ISKUSTVO U PRUŽANJU TEHNIČKE PODRŠKE INVESTITORIMA, IZRADI STUDIJA IZVODLJIVOSTI, IDEJNIH I GLAVNIH PROJEKATA, PRIPREMI TENDERSKIH I UGOVORNIH DOKUMENTACIJA, TEHNIČKIH SPECIFIKACIJA ZA IZVOĐAČKE UGOVORE I UPRAVLJANJU IZGRADNJOM NA VELIKIM INŽENJERSKIM PROJEKTIMA U SRBIJI, CRNOJ GORI, HRVATSKOJ, MAĐARSKOJ, RUSIJI, UKRAJINI, RUMUNIJI, KIPRU I LIBIJI U SKLADU SA DOMAĆIM I MEĐUNARODNIM STANDARDIMA I VRSTAMA UGOVORNE DOKUMENTACIJA.

EURO GARDI GROUP ZAPOŠLJAVA VIŠE OD 50 INŽENJERA I ODGOVARAJUĆEG POMOĆNOG OSOBLJA, A U ZAVISNOSTI OD TIPA PROJEKTA, KOMPANIJA ČESTO ANGAŽUJE I EMINENTNE PROFESORE I NEZAVISNE KONSULTANTE, KAO I EMINENTNE NAUČNE USTANOVE, KAKO BI SAČINILA NAJBOLJI MOGUĆI TIM ZA ODGOVARAJUĆI PROJEKAT.

TOKOM 20 GODINA RAZVOJA OSNOVANO JE VIŠE KOMPANIJA U ZEMLJI I INOSTRANSTVU:

- **EURO GARDI GROUP**, NOVI SAD, SRBIJA
- **EURO GARDI GROUP LIBYA**, TRIPOLI, LIBIJA
- **EUROGARDI KFT**, BUDIMPEŠTA, MAĐARSKA

VIZIJA

STALNIM USAVRŠAVANJEM I PROŠIRIVANJEM KADROVSKIH I TEHNIČKIH KAPACITETA, ZADRŽATI STATUS VODEĆE INŽENJERSKE KOMPANIJE U OBLASTI UPRAVLJANJA INFRASTRUKTURNIM PROJEKTIMA, KAKO DOMAĆIM TAKO I MEĐUNARODNIM. OSVAJANJEM MEĐUNARODNOG TRŽIŠTA POSTATI PREPOZNATLJIVA KOMPANIJA I NA ŠIREM TRŽIŠTU. NASTAVITI SA OSTALIM USPEŠNIM AKTIVNOSTIMA KOMPANIJE KAO ŠTO SU PROJEKTOVANJE I INŽENJERING U OBLASTI VISOKOGRADNJE I OPREMANJA POSLOVNIH I DRUGIH OBJEKATA.

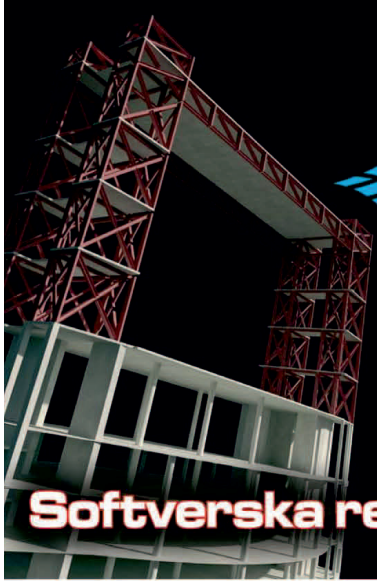
MISIJA

DELOVANJEM U ZEMLJI I NA MEĐUNARODNOM TRŽIŠTU, USAVRŠAVATI SE NA POLJU PROJEKTOVANJA I UPRAVLJANJA PROJEKTIMA, OMOGUĆITI ZAPOŠLJAVANJE MLADIH STRUČNJAKA RAZLIČITIH PROFILA I ŠIRENJEM PROFESIONALNIH ZNANJA U SRBIJI I VAN NJE, DOPRINETI USPEHU KOMPANIJE I OPŠTEM DRUŠTVENOM NAPRETKU I BLAGOSTANJU.

FOCUS COMPUTERS

GRADSKI PARK 2, ZEMUN, 11080 BEOGRAD • 011/ 316 30 97

INFO@FOCUS-COMPUTERS.RS • WWW.FOCUS-COMPUTERS.RS



Autodesk

Authorized Value Added Reseller

SOFiSTiK

AutoCAD® Revit®

Structure Suite

Softverska rešenja za građevinarstvo

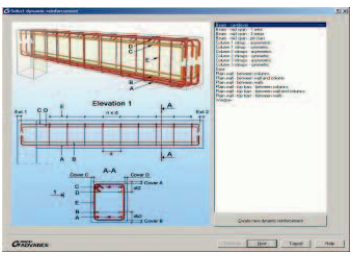
GRAITEC ADVANCE
THE GLOBAL STRUCTURAL BIM SOLUTION FOR CONSTRUCTION PROFESSIONALS

FOCUS – COMPUTERS



ADVANCE CONCRETE

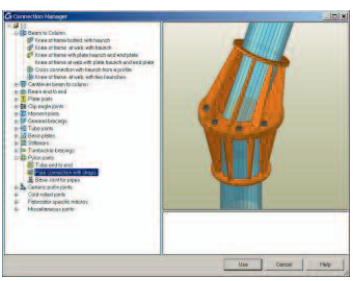
***3D** Modeling za betonske konstrukcije*
Automatska izrada oplata sistema
Izrada specifikacije i crteža armature
Automatska izrada poprečnih preseka iz 3D modela



ADVANCE STEEL



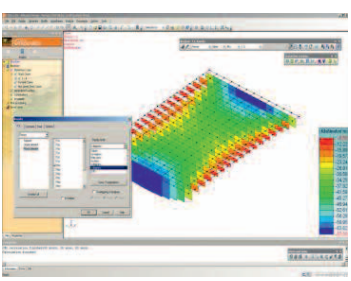
3D Modeling sistem za čelične konstrukcije
Automatska izrada konekcija i stepenica
Kompletan međunarodni katalog:
- AISIC, UK, DIN...
- Zavrtnjeva, sidra, materijala i profila
AutoCAD aplikacija
Izrada NC file-ova
Laka izrada kompletne specifikacije
Automatska izrada crteža i poprečnih preseka iz 3D modela



ADVANCE DESIGN



3D modelovanje betonskih i čeličnih konstrukcija
Statička i dinamička analiza
Napredna FEM analiza, linerarna i nelinearna analiza, brz postprocesing, optimizacija , moćan meshing sistem
Bi-direktna sinhronizacija sa Advance Steel i Advance Concrete



www.graitec.com
www.focus-computers.rs


HUPRO montažni sistemi
www.hupro.rs
FLOORBALL
hupro

DOO HUPRO Novi Beograd; Bulevar Nihaila Pupina 10Z/I; 11 070 NoviBeograd;
www.hupro.rs

Firma Hupro Vam predstavlj jedinstvenu i svestranu tehnologiju proizvodnje samonosivih montažnih hala. Hale proizvodimo u Slovačkoj pomoću unikatne, patentno zaštićene tehnologije – sistem 2 u 1, gde nosiva konstrukcija ima ujedno i funkciju obloge. Kod izgradnje pomoću ove tehnologije imate zagarantovanu značajnu uštedu troškova.

Konstrukcijski sistem HUPRO je pronašao svoje mesto u raznim projektima po celom svetu i svuda gde je potrebno stvoriti neograničen prostor. Ova činjenica omogućava upotrebu naše konstrukcije prektično za svaku svrhu. Do sada smo realizovali projekte za potrebe u raznim delatnostima - industrija, poljoprivreda, sport, administrativne zgrade, trgovina i usluge.

Hale firme HUPRO predstavljaju najbrže i najekonomičnije prekrivanje prostora. Jedinstvena tehnologija omogućava proizvodnju hala sa rasponom širine od 9 do 42 metra, gde je moguće dimenzije visine i dužine prilagoditi Vašim potrebama.

Za 20 godina smo proizveli i izgradili više od 2 500 hala. Na našu, vremenom proverenu tehnologiju nudimo Vam 25 godina garancije. Visoki kvalitet svih naših čeličnih konstrukcija je zagarantovan.

Prostor za Vaš biznis!

DANUBE BRIDGE TRAISMAUER

SPECIALISED FOR DANUBE BRIDGES



DANUBE BRIDGE BEŠKA

SPECIALISED FOR DANUBE BRIDGES



VAŠ PARTNER ZA SIGURNU BUDUĆNOST !

Građevinsko preduzeće GRADING doo



GRADING DOO
Dimitrija Marjanovića 26, Paraćin
tel: +381 35 88 71 401
e-mail: office@grading.rs
www.grading.rs

Referenca reprezentativnih objekata



"Belville" Beograd



"Tempo" Čačak



"Delta Agrar"S.Pazova



"Deva Kruševac



"Vila Ana" Beograd



"Zeland" Beograd

Gradimo i adaptiramo stembene, poslovne i industrijske objekte brzo kvalitetno i stručno uz primenu najsavremenije tehnologije.

Obezbeđujemo građevinske materijale i opremu u skladu sa najvišim zahtevima tržišta uz praćenje aktuelnih ekoloških zahteva očuvanja životne sredine. Našim angažovanjem omogućujemo klijentima ostvarenje njihovih interesa. Unapređujemo tehnologiju poslovanja klijenata u skladu sa najsavremneijim trendovima u njihovom biznisu.



Gajimo visok stepen odgovornosti za kvalitet izvršenih radova. Poverenje i sigurnost su naš zaštitni znak.

Grading je ravnopravan član društva najboljih u oblasti gradjevinarstva i trgovine gradjevinskim materijalima! Sačinjen od mladih, stručnih i zadovoljnih ljudi u harmoničnom odnosu.

Koncept je dugoročan,osnovni resurs Grading-a je znanje i iskustvo. Uvek nov, svež i originalan pristup klijentima kao i stalno stručno usavršavanje zaposlenih i prenošenje usvojenih znanja i iskustva na komitente predstavlja naš prepoznatljiv stav prema tradiciji ali i budućnosti dobrih poslovnih odnosa.

www.grading.rs

ŠIRBEGOVIĆ grupa

A: Patriotske lige bb, 75 320 Gračanica T: 00387 35 700 000 F: 00387 35 703 158
E: info@sirbegovic.com W: www.sirbegovic.com



Širbegović Grupa je već 18 godina jedna od vodećih građevinskih kompanija na regionalnom nivou. Instalirani proizvodni kapaciteti omogućavaju izgradnju od oko 80 000 m² objekata mjesečno.
Sjedište Grupe se nalazi u Gračanici (Bosna i Hercegovina), sa predstavništvima u Sarajevu (BiH), Beogradu (Srbija), Zagrebu i Splitu (Hrvatska), te u Ptuju (Slovenija).
Osnovne djelatnosti su: projektovanje, inženjering, nadzor, izvođenje svih vrsta građevinskih i zanatskih radova, proizvodnja, transport i montaža prefabrikovanih betonskih konstrukcija, proizvodnja, transport i montaža prefabrikovanih čeličnih konstrukcija, proizvodnja AL i PVC stolarije.
Glavne karakteristike Grupe su brz rast i prilagođavanje promjenama u poslovnoj okolini. Temeljni cilj je ispuniti očekivanja kupaca i poslovnih partnera, te sa njima uspostaviti dugoročnu saradnju i dobre poslovne i prijateljske odnose.

ČLANICE ŠIRBEGOVIĆ GRUPE

SRBIJA

"GMT"d.o.o. Beograd, Srbija
Društvo za inžinjering, projektovanje i izvođenje građevinskih radova
Bulevar Mihaila Pupina 10V,
pp123 TC Yu Biznis centar
11000 Beograd
tel: 00381 11 311 9448
fax:00381 11 311 9462
gmtdoo@sbb.co.yu
hadzibegovic@aol.com

SLOVENIJA, EU

"GMT KONSTRUKCIJE"d.o.o.
Ptuj,SLO
Gradbeništvo, montažne konstrukcije, trgovina
OB DRAVI 3a ; 2250 PTUJ- SLO
Tel. št.: 00386 27885816
Fax: 00386 27885817
Mob. št.: 0038641343904
gmt.konstrukcije@siol.net

BiH

"GMT PREFABRIKACIJA" d.o.o.
Gračanica
Društvo za građevinarstvo, montažu, transport i prefabrikaciju

"GMT KOMERC" d.o.o.
Gračanica
Društvo za unutrašnju i vanjsku trgovinu građevinskim materijalom

"GMT KONSTRUKCIJE" d.o.o.
Gračanica
Društvo za izradu metalnih konstrukcija, aluminijske i PVC stolarije

"ŠIRBEGOVIĆ" d.o.o.
Poslovna Jedinica Sarajevo
Radićeva 14
71 000 Sarajevo-BIH
tel: 00387 33 215 099
fax: 00387 33 216 493

HRVATSKA

"GRADATIM" d.o.o.
Split,HR
Društvo za inžinjering, projektovanje i izvođenje građevinskih radova
Poslovno središte TTTS
Put Vrbovika bb
21 311 Stobreč-Split-HR
tel/fax: 00385 21 325 925
ivan.samija@st.t-com.hr

"GRADATIM-GRADNJA" d.o.o.
Zagreb,HR
Društvo za inžinjering, projektovanje i izvođenje građevinskih radova
Gorjanska 22; 10 000 Zagreb-HR
tel: 00385 1 3096 772
fax: 00385 1 3096 774
agt@inet.hr

ISO 9001-2000
DIN EN ISO 3834-3
EN 206-1
DIN EN ISO 18 800
EN 12 620
EN 1168

REGIONALNI BIZNIS PARTNER 2007

DOBRO 08

NAGRADA ZA DRUŠTVENO ODGOVORNO PREDUZEĆE GODINE U KATEGORIJI KORPORATIVNE FILANTOROPIJE

2007

NAGRADE MENADŽER GODINE-F. ŠIRBEGOVIĆ NAJKOMPANIJA BIH 2007. ZA GRADEVINARSTVO I BH BREND BROJ 1



MERCATOR, Niš-Srbija 32 000 m^2



DELTA CITX MALL, Beograd - Srbija 86 000 m^2



MB RODIĆ, Novi Sad - Srbija 100 000 m^2



GORENJE, Valjevo - Srbija 22 000 m^2



TEMPO, Beograd - Srbija 12 000 m^2



MERKUR, Beograd - Srbija 9 000 m^2



INTERSPEED, Preševo - Srbija 17 000 m^2



PIONIR Paračin - Srbija 7 000 m^2



POSLOVNA ZONA



PC Širbegović, Sarajevo - BiH 2 700 m^2



PEVEC, Banja Luka - BiH 35 000 m^2



PERUTNINA PTUJ, Breza - BiH 35 000 m^2



Nadvočnjaci na auto putu Zagreb - Split, HR



OBI, Sisak - HR 10 200 m^2



VELPRO, VaraČdin - HR 9 000 m^2



SOJAPROTEIN (Victoria group), Šid - Srbija



FIS, Brčko - BiH 17 000 m^2



TROPIC, Bijeljina - BiH 6 800 m^2



; ISA-KONZUM, Maglaj - BiH 6 000 m^2



METRO, Kragujevac - Srbija 9 500 m^2



VIOLETA, Banja Luka - BiH 1 200 m^2



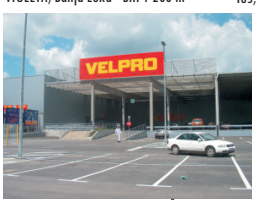
TuŠ, Bijeljina - BiH 2 500 m^2



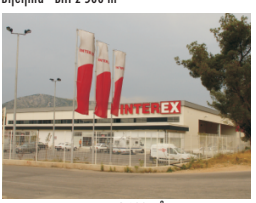
ARGETA, HadČići - BiH 9 000 m^2



TARKETT SINTELON, B. Palanka - Srbija 12 500 m^2



VELPRO, Sarajevo - BiH 10 840 m^2



INTEREW Mostar - BiH 3 200 m^2



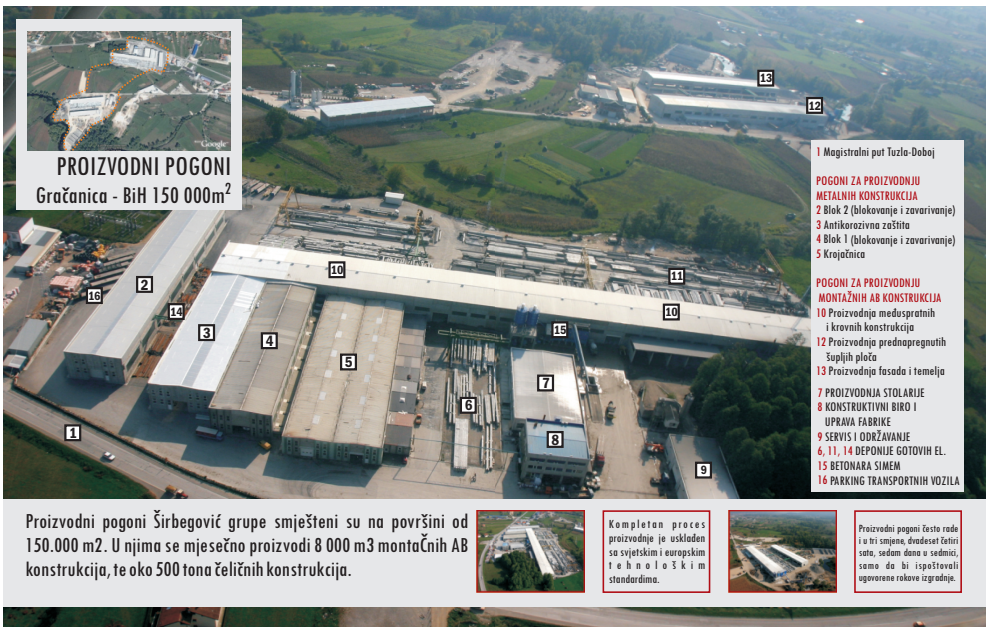
KLAS, Mostar - BiH 4000 m^2



PODRAVKA, Sarajevo - BiH 4 000 m^2

ŠIRBEGOVIĆ grupa

A: Patriotske lige bb, 75 320 Gračanica T: 00387 35 700 000 F: 00387 35 703 158
E: info@sirbegovic.com W: www.sirbegovic.com



Proizvodni pogoni Širbegović grupe smješteni su na površini od 150.000 m2. U njima se mjesečno proizvodi 8 000 m3 montačnih AB konstrukcija, te oko 500 tona čeličnih konstrukcija.

Kompletan proces proizvodnje je usklađen sa svjetskim i europskim tehnološkim standardima.

Proizvodni pogoni često rade i u tri smjene, dvadeset četiri sata, sedam dana u sedmici, samo da bi ispoštovali ugovorene rokove izgradnje.

GMT d.o.o.
Članica Širbegović grupe
Beograd

GMT D.O.O. BEOGRAD JE YLANICA ŠIRBEGOVIĆ GRUPE, SA SEDIŠTEM U GLAVNOM GRADU SRBIJE. FIRMA JE OSNOVANA 2003. GODINE, I OD TADA IZUZETNO USPEŠNO PREDSTAVLJA ŠIRBEGOVIĆ GRUPU NA SRBIJANSKOM I CRNOGORSKOM TRŽIŠTU.



GMT d.o.o. Beograd



Uprava i zaposleni u Sirbegović grupi

PIRAMIDA

LEPLJENE LAMELIRANE DRVENE KONSTRUKCIJE

▲ PROJEKTOVANJE ▲ IZRADA ▲ TRANSPORT ▲ MONTAŽA ▲

▲ Projektovanje konstrukcija se vrši pomoću računara i savremenih softverskih paketa kao što su AutoCAD i Tower, a na osnovu važeće domaće regulative i iskustvenih pravila vezanih za izbor statičkog sistema i rešavanje veza.

Drvo je kao materijal kod nas relativno slabo primenjivano u objektima velikih raspona. Nedostatak u obrazovanju konstruktera za primenu ovog materijala se nadomešta uslužnim projektovanjem, to jest projekat prati drvenu konstrukciju bez posebne nadoknade.

▲ Izrada elemenata od lepljenog lameliranog drveta se vrši u proizvodnom pogonu Piramida u Sremskoj Mitrovici. Proizvodne mogućnosti obuhvataju izradu ravnih i lučnih elemenata dužine do 25m.

Dimenzije poprečnog preseka: širina 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22cm
visina n x 3,2cm za ravne i lučne elemente
n x 4cm za ravne elemente
n je prirodan broj.

Radijusi krivine su proizvoljni, R_{min} = 2,50m, ali se naglašava drastično povećanje cene za radijuse krivine unutrašnjeg vlakna manje od 6.5m.

Uzevši u obzir postojanje velikih proizvodnih pogona u inostranstvu, u većini slučajeva je ekonomičnije proizvoditi materijal nasuprot uvoza. Obrade elemenata - sečenje i oblikovanje nosača, farbanje, a posebno formiranje nosača lučnog oblika ili vangabaritnog po dužini kao i njihov transport, su u inostranstvu daleko skuplje nego kod nas.

▲ Transport elemenata konstrukcije se vrši najčešće vangabaritnim specijalnim transportom sa ili bez pratnje policije za objekte većih raspona u potpunosti u našoj režiji.

▲ Ekipe montažera obučenih za rad na objektima od LLDa su sposobne za kompletno sklapanje objekata uz korišćenje naše ili angažovanje posebne autodizalice, čime se zaokružuje ponuda objekta, to jest predaja objekta spremnog za pokrivanje.

PRIMENA

- ✗ SPORTSKE DVORANE VELIKIH RASPONA
- ✗ PROIZVODE HALE
- ✗ FARME
- ✗ BAZENI
- ✗ NATKRIVANJE ISKOPINA
- ✗ PROIZVOLJNI PROSTORNI SKLOPOVI
- ✗ PROIZVOLJNI USLOVI POKRIVANJA
- ✗ KROVNA KONSTRUKCIJA ILI KOMPLETNA NOSEĆA KONSTRUKCIJA OBJEKTA

PIRAMIDA DOO
SREMSKA MITROVICA

t. 022 / 639 205
f. 022 / 611 081

e. *sm.piramida@neobee.net*
web. *www.piramidasm.co.yu*

Construction

O nama

Sika je švajcarska kompanija globalno aktivna u proizvodnji hemije specijalne namene za građevinarstvo i industriju.
Od 1910.godine Sika razvija proizvodnju i sistemska rešenja koja zadovoljavaju standarde, poboljšavaju proces gradnje i pružaju podršku u građevinarstvu. Inovativni istraživački programi usklađeni su sa osnovnim kompetencijama kompanije Sika i imaju težište na rešenjima za proizvodnju betona, hidroizolaciju, podove, zapivanje, lepljenje, injektiranje, jačanje konstrukcija, sanaciju i zaštitu, fasade od čelika i stakla, krovove, itd.
Naša uporna istraživanja i razvoj garantuju usklađen visoki kvalitet kao i stalno poboljšanje proizvodnog asortimana u građevini i industriji.
Kompanija Sika je poznata po svojim izuzetno naprednim tehnologijama, sveobuhvatnim uslugama, bogatim iskustvima, jedinstvenim stručnim znanjem i brojnim uspešnim referentnim projektima širom sveta. Sika je poznata po pouzdanim visokokvalitetnim rešenjima za građevinarstvo koji su u skladu sa najnovijim utvrđenim ispitivanjima, standardima i propisima.
Svojim klijentima naša kompanija pruža prednost potpunog snabdevanja sa jednog mesta i univerzalno visoki kvalitet. Široka paleta naših proizvoda namenjenih upotrebi u svim sferama građevinarstva i industrije od 2002. godine dostupna je na teritoriji Srbije i Crne Gore.
Danas je naša kompanija gotovo nezaobilazna kada su u pitanju veliki i značajni projekti kao što su: Most na Adi, Most Beška, Belville, TC Ušće, Carlsberg, Interceptor i mnogi drugi.
Kompanija Sika uživa odličnu reputaciju i širom sveta. Naročito u izgradnji tunela i razvoju infrastrukture rapidno napreduje u svojim aktivnostima. Radili smo na mnogo različitih projekata kao što su Itaipu brana u Brazilu, Svetski finansijski centar u Šangaju i najduži železnički tunel Gotthard u Švajcarskoj.
Nova dostignuća kompanije Sika i ulaganja u tehnologiju betona i aditiva obezbeđuju našim potrošačima nove mogućnosti i ekonomična rešenja.
U 2010. godini naša kompanija slavi jubilej - stogodišnjicu postojanja. Razvoj novih proizvoda i rešenja, kao i doslednost kroz sve interesne sfere, omogućilo je kompaniji Sika rast tokom prvih 100 godina postojanja. Mi sada poslujemo u preko 70 zemanja širom sveta, sa preko 12000 zaposlenih.
Principi stalnog razvoja, koji uspešno odgovaraju svim današnjim i sutrašnjim izazovima, predstavljaju imperativ u poslovanju kompanije Sika.

.



Sika®

Responsible Care
Certified Quality System ISO 9001/EN 29001 since 1986



»DINAMIKA IZGRAĐENA NA DOBROM TEMELJU«

STRABAG - središnja operativna marka kompanije STRABAG SE - deluje u svim područjima građevinske industrije i kao veliko i značajno Evropsko građevinsko preduzeće posluje širom sveta. Kao jedan od vodećih ponuđača građevinskih usluga na prostorima srednje i srednjeistočne Evrope, koncern ima više od 73.000 zaposlenih, koji na više od 500 lokacija odrađuju poslove vredne gotovo 14 miljardi EUR.

Aktivni smo u svim granama graditeljstva:

Visokogradnja i inženjerske konstrukcije obuhvata izgradnju i rekonstrukciju stambenih, administrativnih, poslovnih i industrijskih objekata. U oblasti inženjerskih konstrukcija STRABAG je angažovan na kompleksnim infrastrukturnim projektima, na polju izgradnja elektrana i brana, izgradnji mostova i tunela.

Ekološka tehnika nudi usluge u domenu vodosnabdevanja, odvođenju i obradi otpadnih voda, vrši obradu otpada, izgradnju deponija, proizvodnju biogasa, saniranje ostataka štetnog industrijskog otpada, kao i u drugim segmentima komunalne infrastrukture. Osim savetovanja, planiranja i gradnje ekoloških postrojenja nude se i usluge upravljanja poslovanjem, finansiranje i postprodajne usluge kupcima.

Niskogradnja – u ovom segmentu objedinjene su sve delatnosti na putevima, železnici, i uopšte niskogradnji, kao i na igralištima, sportskim terenima i eksploataciji sirovina. Počevši od održavanja lokalnih puteva, pa sve do izvođenja složenih radova na infrastrukturi, razvoj i realizacija svih projakata odvija se sa uspehom.

STRABAG d.o.o.
Antifašističke borbe 13a
11070 Beograd
Tel. +381 11 2221700
Fax: +381 11 2221940

STRABAG

GEMAX

Naša vizija je Graditeljstvo u harmoniji sa svojim okruženjem, koje svojom savremenošću govori sve jezike i povezuje ljude i generacije.

Naša misija je kreativnost- profesionalna, postojana, univerzalna i vizionarska.



Metro Cash&Carry



IDEA super - Novi Beograd

VIZIJU OSTVARUJU LJUDI



Doncafe - Šimanovci


JUB - Šimanovci



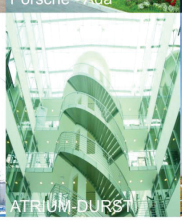
Porsche - Ada

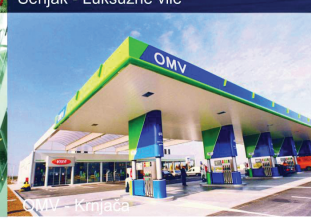

Senjak - Luksuzne vile



Porsche - Krnjača


HVB Banka


ATRIUM-DURST



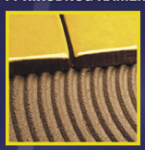
OMV - Krnjača

Banjički venac 28b, 11040 Beograd, tel. +381 (11) 306 1800, fax. +381 (11) 367 0983
e-mail: gemax@gemax.rs, www.gemax.rs


ADING
sastojak svake građevine
SMESE ZA IZRAVNAVANJE PROIZVODI ZA GRAĐEVINARSTVO GRAĐEVINSKA LEPILA DEKORATIVNI PREMAZI I MALTERI
GRAĐEVINSKI KITOVI INDUSTRIJSKI I SPORTSKI PODOVI PROTIVPOŽARNI MATERIJALI ZAŠTITNI PREMAZI
HIDROIZOLACIJE SMESE ZA ZALIVANJE ADITIVI ZA BETON I MALTERE REPARACIJA BETONA
Ukraina
Srbija
Rusija
BiH
Iran
Albanija
Kazahstan
Bugarija
Rumunija
Hrvatska
Grčka
Crna Gora
Mađarska
Makedonija
www.ading.com.mk
ADING d.o.o. Nehruova 82,11070 Novi Beograd, T/F: ++ 381/11 1769 338, 2160 576, 2158 014,
ading_bgd@ptt.rs

15 GRUPA PROIZVODA

PROIZVODI ZA POLAGANJE KERAMIČKIH PLOČICA I PRIRODNOG KAMENA



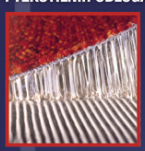
PROIZVODI ZA GRAĐEVINARSTVO



PROIZVODI ZA HIDROIZOLACIJU



PROIZVODI ZA POLAGANJE ELASTIČNIH I TEKSTILNIH OBLOGA



PROIZVODI ZA SANACIJU ZIDANIH KONSTRUKCIJA



PROIZVODI ZA TUNELOGRADNJU



PROIZVODI ZA POLAGANJE PARKETA



PROIZVODI ZA OJAČANJE KONSTRUKCIJA



ADITIVI ZA BETON



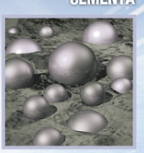
PROIZVODI ZA IZRADU EPOKSIDNIH I MINERALNIH PODOVA



MASE ZA ZAPUNJAVANJE I ELASTIČNI LEPKOVI



ADITIVI ZA MLEVENJE CEMENTA



PROIZVODI ZA ZAVRŠNU OBRADU ZIDOVA



PROIZVODI ZA TERMOIZOLACIJU



PROIZVODI ZA ZVUČNU IZOLACIJU



www.mapei.com

MAPEI®

GRAĐEVINSKI LEPKOVI • HIDROIZOLACIONI SISTEMI
HEMIJSKI PROIZVODI ZA GRAĐEVINARSTVO

MAPEI Predstavništvo za Srbiju i Crnu Goru; Ustanička 128A; Beograd
Tel: 011/3046 981; Fax: 011/3046 980; office@mapei.rs; tehnika@mapei.rs